

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Conception du systeme d'alimentation en eau potable de la
commune de Benairia (w.Chlef) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0011-17

APA Citation (APA توثيق):

Belkacemi, Bouchra (2017). Conception du systeme d'alimentation en eau potable
de la commune de Benairia (w.Chlef)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT HYDRALIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN
HYDRAULIQUE

Option : Alimentation en eau potable

THEME

CONCEPTION DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA COMMUNE DE BENAIRIA
W.CHLEF

Présenté par :

M^{elle}: BELKACEMI BOUCHRA

Devant les membres du jury:

Nom /Prénom	Grade	Qualité
M^{eme} H.MEDDI	M.C.A	Présidente
M^r Y.DERNOUNI	M.A.A	Membre
M^r A.HACHEMI	M.C.B	Membre
M^{eme} C.SALHI	M.A.A	Membre
M^r: B .SALAH	Professeur	Promoteur

Juin/2017

ملخص

إن مدينة بنايرية التي تقع في ولاية الشلف، تشكو من نقص كبير في المياه الصالحة للشرب، وتدهور الشامل لشبكة توزيع المياه، وضياع المياه الذي عاشته مؤخرا. هدفنا يسعى إلى تجديد شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب للمنطقة من أجل الاستجابة لطلبات السكان المتنوعة للمياه. المحاكاة الرقمية باستخدام ابانات سمح لنا بدراسة شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب

Résumé

La commune de Benairia qui se situe à Chlef souffre d'une pénurie d'eau, ainsi que la détérioration complète du réseau, et les fuites très importantes qu'à subit au cours de ces années, Notre objectif consiste à rénover tout le système d'alimentation en eau potable de ladite agglomération (réseau, adduction, réservoirs..), pour une bonne satisfaction des besoins en eaux des différents types de consommateurs formant l'agglomération. La simulation numérique par l'outil EPANET nous a permis de dimensionner le réseau étudié.

Abstract

The region of Benairia that is located in Chlef suffers from shortage of drinking water, damage and full deterioration of distribution network and the important leak of water, our objective is to renovate all the system of drinking water distribution of this agglomeration to satisfy the needs in water for the different types of consumers of this agglomeration. The numerical simulation by the use of EPANET helped us to calculate the studied network.

Dédicace



*J'ai tout le plaisir de dédier ce modeste travail
à :*

*Mes honorables parents : mon héros papa Karim et mon
trésor maman Fafouche.*

Mes étoiles sœurs : ma meilleur Yesma et ma reine Sabaa

Mon oncle Mha et sa femme ,mes cousins Djalil et Hiline

Toute ma famille

Mon promoteur monsieur B. SALAH

*Monsieur M.MIHOUBI , et Monsieur
A.AMMARI ,Monsieur SAAD , et Monsieur
CHAIB ,Monsieur S.ABAIDIA*

Mes meilleur amies : Amel et Yassamine

A tout mes amis et mes collègues

Aux étudiants et professeurs de l'ENSH

BOUCHRA BELKACEMI

REMERCIEMENT

Un grand remerciement à mes 2 héros dans la vie mon adoré papa et ma meilleur maman , ma raison de vivre ceux qui m'on encouragé à toujours être a la hauteur malgré toutes les difficultés, qui je cesserai jamais de les rendre fière ceux qui on tout sacrifié pour ma réussite ,ceux qui ne se sont jamais douté de mes capacités et mes efforts

Un grand remerciement à mes 2 étoiles filantes mes 2 sœur yesma et sabaa , celles qui on rayonnaient mon chemin durant toute ces années

A mon chère oncle mhamed que je considère comme mon 2 ème père et sa femme mahdia qui m'on toujours encouragé et cru en moi ,à mes chères cousins djalil et hiline qui me voie comme leur idole et j'espère l'être toute ma vie se sont mes meilleurs, ainsi que mes meilleurs amies Yassamine et Amal que je considère comme sœurs, à toute ma famille et mes amis ,ainsi que mes collègues et professeur ,

A mon promoteur B.SALAH, à madame la présidente de jury et les membres de jury pour leur confiance.

Je remercie monsieur MIHOUBI , AMMARI , SAAD ,ABAIDIA pour leur encouragement .

BELKACEMI BOUCHRA

Liste des figures

Figure I-1 : <i>Plan de situation de la zone de Benairia dans la wilaya de Chlef</i>	5
Figure III-1 : <i>Représentation des débits horaires (le graphique de consommation)</i>	23
Figure III-2 : <i>Courbe de cumule de consommation</i>	23
Figure IV-1 : <i>La répartition définitive des débits en cas de pointe</i>	40
Figure IV-2 : <i>La répartition définitive des débits en cas de pointe+incendie</i>	41
Figure V-1 : <i>Les courbes caractéristiques de la pompe PM150</i>	53
Figure VII-1 : <i>Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier</i>	66
Figure VII-2: <i>Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir</i>	66
Figure VIII-1 : <i>figure représentant le type de raccordement en fonction des diamètres de conduite</i>	75
Figure VIII-2 : <i>Remblayage des fouilles</i>	77

Liste des planches

Planche 1 : Plan de masse de la commune de Benairia (W.Chlef).

Planche 2 : Plan du réseau d'alimentation en eau potable projeté de la commune de Benairia (W.Chlef).

Planche 3 : Accessoires du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Benairia (W.Chlef).

Planche 4 : profil en long du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Benairia (W.Chlef).

Liste des tableaux

Tableau I-1: <i>Chef lieu de la commune de Benairia</i>	6
Tableau I-2: <i>Une partie des autres régions de la commune</i>	7
Tableau II-1: <i>Estimation de la population future de la ville de Benairia</i>	10
Tableau II-2 : <i>Estimation de la population future d'une partie des autres régions de Benairia(Fellagia)</i>	11
Tableau II-3 : <i>Equipement public du chef lieu de la commune de Benairia</i>	11
Tableau II-4 : <i>Estimation du débit moyen journalier domestique a l'horizon</i>	12
Tableau II-5 : <i>Estimation du débit moyen journalier domestique à l'horizon</i>	12
Tableau II-6 : <i>Tableau récapitulatif des besoins en eau des équipements publics de L'agglomération</i>	13
Tableau II-7 : <i>Tableau des équipements projetés</i>	13
Tableau II-8 : <i>Récapitulation de la consommation en eau moyenne du chef lieu de Benairia</i>	14
Tableau II-9 : <i>Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale de toute l'agglomération</i>	14
Tableau III-1 : <i>Coefficient en fonction du nombre d'habitants</i>	18
Tableau III-2 : <i>Le coefficient en fonction du nombre d'habitants</i>	19
Tableau III-3 : <i>Tableau récapitulatif des coefficients d'irrégularités</i>	19
Tableau III-4 : <i>Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants</i>	21
Tableau III-5 : <i>Variation des débits horaires</i>	22
Tableau IV-1 : <i>Tableau représentant les débits routes et les des débits nodaux en cas de point</i>	32
Tableau IV-2 : <i>Tableau représentant les débits routes et les débits nodaux en cas de pointe +incendie</i>	33
Tableau IV-3 : <i>Répartition des débits et des diamètres pour le cas de pointe</i>	35
Tableau IV-4: <i>Répartition des débits et des diamètres pour le cas de pointe + incendie</i>	35
Tableau IV-5 : <i>Etat des nœuds du réseau en cas de pointe</i>	36
Tableau IV-6 : <i>Etat des tuyaux en cas de pointe</i>	37
Tableau IV-7: <i>Etat des nœuds du réseau en cas de pointe + incendie</i>	38
Tableau IV-8: <i>Etat des tuyaux du réseau dans le cas de pointe + incendie</i>	38
Tableau V-1 : <i>Vérification de la vitesse du diamètre économique normalisé</i>	47
Tableau V-2: <i>Les caractéristiques des différents types de conduites</i>	48
Tableau V-3: <i>Tableau récapitulatif des résultats</i>	50
Tableau V-4 : <i>Tableau récapitulatif du bilan total pour comparaison des diamètres</i>	51
Tableau V-5 : <i>Les différentes variantes de pompes</i>	52
Tableau VI-1: <i>Calcul du volume du réservoir</i>	58
Tableau IX-1: <i>Volume de décapage la couche végétale ou goudron</i>	85
Tableau IX-2: <i>Volume d'excavation de la tranchée</i>	86
Tableau IX-3: <i>Volume du lit de sable</i>	87
Tableau IX-4: <i>Volume du remblai</i>	88
Tableau IX-5: <i>Volume excédentaire</i>	88
Tableau IX-6: <i>Tableau récapitulatif des volumes total de terrassements</i>	89
Tableau IX-7 : <i>Tableau récapitulatif du devis estimatif de terrassements</i>	89

Sommaire

Introduction générale

I.....	3
Chapitre 1 :	3
Présentation de la zone d'étude	3
I.1 Introduction	4
I.2 Situation géographique de la zone d'étude.....	4
I.3 Aspect Administratif	4
I.4 Situation socio-économique	4
I.5 Situation climatique de la zone d'étude	5
I.6 Situation topographique	5
I.7 Séismicité	6
I.8 Population.....	6
I.9 Situation hydraulique	7
I.10 Conclusion.....	8
II	9
Chapitre 2 :	9
Estimation des besoins en eau de l'agglomération	9
II.1 Introduction	10
II.2 Estimation de la population future	10
II.3 Equipement public du chef lieu de la commune de Benairia	11
II.4 Estimation des besoins en eau	11
II.5 Conclusion.....	15
III.....	16
Chapitre 3 :	16
Estimation des débits de dimensionnement	16
III.1 Introduction	17
III.2 Variation de la consommation.....	17
III.3 Les coefficients d'irrégularité	17
III.4 Détermination des débits journaliers	19
III.5 Détermination des débits horaires du chef lieu de Benairia:.....	20
III.6 .Conclusion.....	24
IV	25
Chapitre 4 :	25

Dimensionnement du réseau de distribution	25
IV.1 Introduction	26
IV.2 Types de réseaux de distribution	26
IV.3 Choix du type de réseau	27
IV.4 Principe du tracé du réseau.....	27
IV.5 Canalisations d'eau potable.....	28
IV.6 Calcul du réseau	30
IV.7 Simulation hydraulique du réseau dans le logiciel EPANET	36
IV.8 Conclusion.....	42
V	43
Chapitre 5 :	43
Etude de l'adduction	43
V.1 Introduction	44
V.2 Choix du tracé	44
V.3 Choix des matériaux de la conduite	45
V.4 Choix du type de conduites	45
V.5 Dimensionnement de la conduite de refoulement	46
V.6 Choix de la pompe.....	49
V.7 Conclusion.....	53
VI.....	54
Chapitre 6 :	54
Etude des réservoirs	54
VI.1 Introduction	55
VI.2 Rôles des réservoirs.....	55
VI.3 Emplacement des réservoirs	55
VI.4 Choix du type du réservoir	56
VI.5 Equipement du réservoir	56
VI.6 Détermination de la capacité du réservoir.....	57
VI.7 Entretien des réservoirs	59
VI.8 Recommandations	60
VI.9 Conclusion.....	60
VII	61
Chapitre 7 :	61
Protection contre le régime transitoire	61
VII.1 Introduction	62
VII.2 Définition du coup de bélier	62
VII.3 Les causes du coup de bélier	62

VII.4	Les risques liés au coup de bélier	62
VII.5	Les différentes phases du coup de bélier	63
VII.6	Les moyens de protection contre le coup de bélier	64
VII.7	Dimensionnement des réservoirs d'air	67
VII.8	Conclusion	70
VIII	71
Chapitre 8 :	71
Pose canalisation	71
VIII.1	Introduction	72
VIII.2	Types de pose canalisation	72
VIII.3	Installation des Accessoires	78
VIII.4	Conclusion	79
IX	80
Chapitre 9 :	80
Organisation de chantier	80
IX.1	Introduction	81
IX.2	Suivi de chantier	81
IX.3	Installations de chantier	82
IX.4	Classification des chantiers	82
IX.5	Terrassements	83
IX.6	Choix d'engins	84
IX.7	Calcul des volumes de terrassement	85
IX.8	Devis estimatif	89
IX.9	Conclusion	89

Conclusion générale

INTRODUCTION GENERALE

Beaucoup d'infrastructures ont été réalisées en Algérie ces dernières années afin de satisfaire les besoins en eau de la population et cela est pour cause de l'indispensabilité de l'eau dans la vie quotidienne de l'HOMME et pour son bien-être.

Mais malgré toutes ces infrastructures et ces efforts l'Algérie subit toujours un manque de distribution et de gestion d'eau.

La commune de Benairia qui se situe dans la wilaya de Chlef est l'une des communes qui souffre d'une pénurie d'eau très importante. Son réseau étant complètement vétuste, et très ancien construit sous les habitations, qu'à subit de très importantes extensions, nous sommes appelés à le redimensionner et le rénover complètement en changeant de tracé, pour pouvoir satisfaire les besoins en eau actuel et à l'horizon futur de la population.

Notre tache consiste également à dimensionner les différents éléments formant le système d'alimentation en eau potable tels que le réseau, l'adduction, les réservoirs, à projeter contre le régime transitoire qui est le coup de bélier, et la protection des canalisations par la bonne pose de canalisations, et organiser le chantier pour la réalisation du projet, et entamé les différentes méthodes de calcul et utiliser les différents logiciels tels que EPANET et CAPRARI.

Chapitre 1 :

Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

La commune de Benairia se trouve alimentée par un réseau qui ne satisfait pas ses besoins à l'horizon futur. Donc nous sommes appelé à procéder à la collecte des données concernant la topographie, la population et la situation hydraulique de la commune .Ces données nous seront nécessaires pour procéder à un bon dimensionnement du système d'AEP de la commune.

I.2 Situation géographique de la zone d'étude

La commune de Bénairia (anciennement Flatters pendant la colonisation), est une commune de la wilaya de Chlef dans la daïra de Zeboudja en Algérie, située dans la partie Nord Ouest de Chlef au cœur du massif de la Dahra. Le berbère zénète est parlé dans la région ;

Elle est limitée par :

- Au nord par la commune de Sidi Akacha;
- Au sud par la commune de Ouled Fares et Labiod Medjadja;
- A l'est la commune de Zeboudja ;
- A l'ouest par la commune de Bouzghaia.

Son accessibilité par rapport à la région est assurée par deux chemins de wilaya CW101 et CW 151 qui sont à leur tour reliés à la RN19.

I.3 Aspect Administratif

La commune de Benairia fait partie de la wilaya de Chlef , exactement de la daïra de Zeboudja , qui est constituée de trois autres communes qui l'entourent : Zeboudja et Bouzghaya.

I.4 Situation socio-économique

La région est à vocation agricole et la plupart de la population s'active essentiellement dans l'agriculture, l'élevage, le commerce, et dans les administrations locales et limitrophes ou dans quelques petites industries.

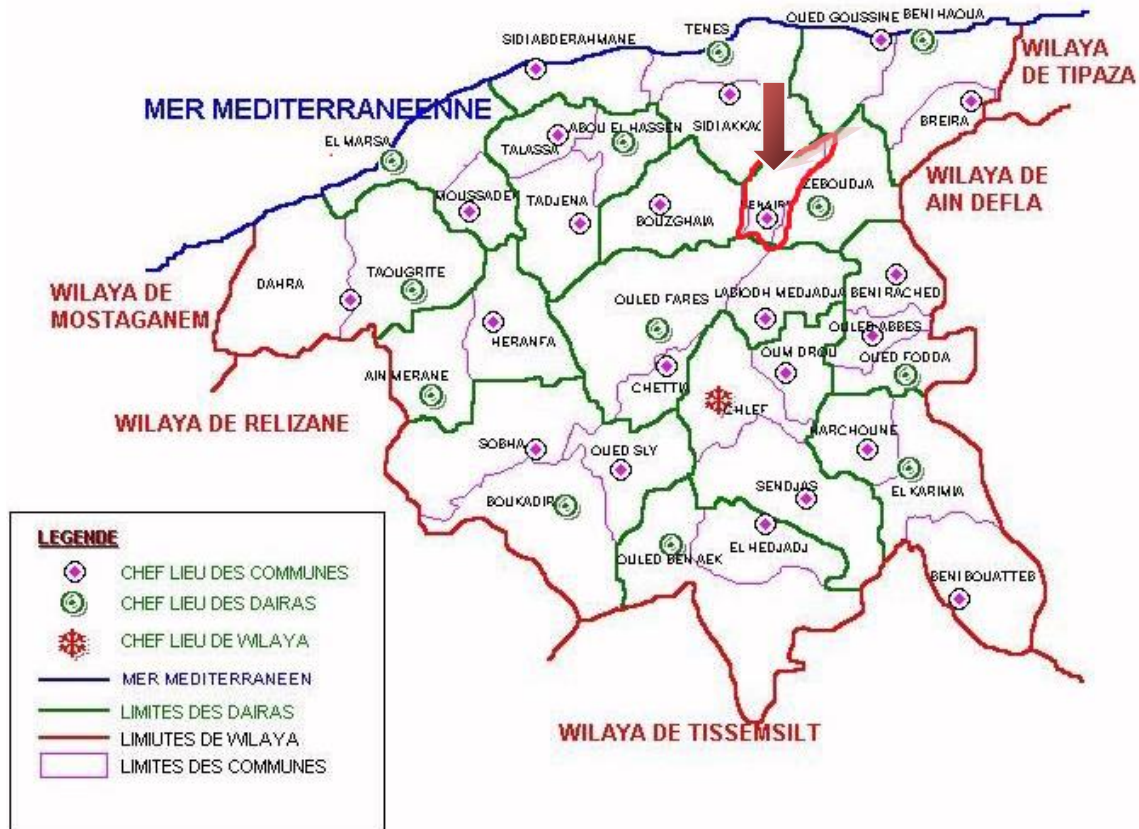


Figure I-1 : Plan de situation de la zone de Benairia dans la wilaya de Chlef.

(Source : Site Wilaya de CHLEF.)

I.5 Situation climatique de la zone d'étude

D'après son emplacement géographique, la commune se caractérise par des étés chauds et secs peu orageux et des hivers courts froids et pluvieux. Le climat peut être appelé méditerranéen semi-aride (Gomer, 1994).et selon la classification de Köppen-Geiger.

I.5.1 Pluviométrie

La pluviométrie moyenne interannuelle est de 457 mm selon la carte d'isohyètes établie par l'A.N.R.H (1993).

I.6 Situation topographique

Le levé topographique effectué recouvre la zone de la présente étude limitée par les services techniques concernés. Ce levé balaye une superficie de 78.491 hectares.

I.7 Séismicité

La commune de Benairia est une zone de forte séismicité. Elle est classée en zone 3 sur la classification du RPA version 2003(règlement parasismique algérien).

Ce qui induit à respecter certaines règles dans les différentes constructions, et faire une étude approfondie du sol avant d'entamer les travaux.

Le dernier tremblement de terre de Chlef 1980 a eu des conséquences humaines et matérielles graves sur la région.

I.8 Population

D'après la D.P.S.B.Chlef , la commune de Benairia a un taux d'accroissement de population de 2.21%. En plus les données que les autorités locales nous ont fournies, sur le nombre d'habitants recensé en 2016 qui est donc de 8168 habitants au chef lieu de Benairia et de 655 habitants dans une partie des autres régions(Fellagia). Nous pourrons donc calculer la population de la commune à différents horizons, Suivant la formule :

$$P = P_0(1+\tau)^n \quad (I-1)$$

Avec :

P : Population à l'horizon d'étude 2050 [hab.] ;

P₀ : Population de base 2016 [hab.] ;

n : nombre d'années séparant les horizons considérés ;

τ : taux moyen annuel d'accroissement de la population [%] .

Le taux d'accroissement de la commune de Benairia est de = 2.21%. (source D.P.S.B. Chlef).

Le tableau suivant représente l'évolution de la population à l'horizon concerné:

Tableau I-1: Chef lieu de la commune de Benairia

Année	2016	2020	2030	2040	2050
Population	8 168	8 914	11 092	13 802	17 175

Tableau I-2 : Une partie des autres régions de la commune(Fellagia).

Année	2016	2020	2030	2040	2050
Population	655	715	890	1107	1377

I.9 Situation hydraulique

La nappe souterraine de Haouch el Ghaba (commune d'Ouled Fares) était la ressource principale en eau de la zone d'étude.

Le captage de cette ressource se faisait par :

Un forage artésien d'un débit de 8 l/s qui alimente la commune de Benairia avec un débit de 3 l/s, et la commune de Zeboudja avec un débit de 5l/s,

Pour des raisons d'insuffisance d'eau potable et la diminution du débit de forage dû au tremblement de terre de 1980 nous avons opté pour la solution du dessalement d'eau de mer donc l'alimentation en eau potable de la commune de Benairia sera assurée par la station de dessalement d'eau de mer de Mainis Ténès qui distribue un débit de 200 000 m³/j pour alimenter toute la wilaya de Chlef.

Il existe deux ouvrages de stockage en bon état au niveau de cette agglomération, d'une capacité totale de 1500 m³ ;

Le réservoir de 1000 m³ est destiné à l'alimentation en eau potable du Chef lieu de Benairia , C'est un réservoir semi-enterré ,de forme circulaire construit en béton armé ,en bon état d'une cote de 470 m d'altitude ,d'une hauteur de 4 m .

Le réservoir de 500 m³ est un réservoir semi enterré, en bon état d'une cote de 472 m d'altitude et une hauteur de 4 m de forme circulaire construit en béton armé, destiné à l'alimentation en eau potable d'une partie des autres régions de la commune(Fellagua).

Le réseau est en très mauvais état, très ancien d'une durée de vie dépassant les 40 ans , en acier corrodé qui à subi d'importantes fuites, notamment sous les habitations .De plus la commune de Bénairia à connu actuellement de grandes extensions au cours de ces dernières années, plus le tremblement de terre de Chlef en 1980, Il à été constaté que le réseau actuel se trouve sous dimensionné vu les faibles pressions constatées et nécessite par conséquent une rénovation totale.

(Source : Direction des ressources en eau de la wilaya de Chlef)

I.10 Conclusion

La région de Benairia qui se situe à Chlef est dotée d'un réseau vétuste très ancien qui n'est pas en bon état, nous sommes appelé à le rénover, en tenant compte des besoins en eau de Benairia et une partie des autres régions de la commune (Fellaguia), actuelle et future et c'est le but du prochain chapitre ou on doit estimer ces besoins pour bien dimensionner notre système, et vérifier si les ressources et les réservoirs existants satisferont la demande.

Chapitre 2 :

Estimation des besoins en eau de l'agglomération

II.1 Introduction

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de l'agglomération, nous devons d'abord calculer les besoins en eau de cette dernière à la base d'un recensement de la population et des équipements existants et projetés à l'horizon en fixant une dotation pour les habitants en fonction du type d'agglomération et le confort.

II.2 Estimation de la population future

L'estimation de la population se fait pour l'horizon 2050, sur la base du recensement de 2016 le calcul est établi à l'aide de la formule suivante :

$$P = P_0(1+\tau)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec :

P : Population à l'horizon d'étude 2050 [hab.] ;

P₀ : Population de base 2016 [hab.] ;

n : nombre d'années séparant les horizons considérés ;

τ : taux moyen annuel d'accroissement de la population [%].

Le taux d'accroissement de la commune de Benairia est de = 2.21%. (source D.P.S.B. Chlef).

L'évolution de la population se résume dans les tableaux suivants :

Estimation de la population future du chef lieu de Benairia :

Le tableau suivant représente la population future du chef lieu de la commune de Benairia

Tableau II-1 : Estimation de la population future de la ville de Benairia.

Année	2016	2020	2030	2040	2050
n	0	4	14	24	34
τ	0,0221	0,0221	0,0221	0,0221	0,0221
Population	8 168	8 914	11 092	13 802	17 175

Estimation de la population future des autres régions de Benairia

Le tableau suivant représente la population future de la zone de Fellaguia

Tableau II.2 : Estimation de la population future d'une partie des autres régions de Benairia(Fellagia).

Année	2016	2020	2030	2040	2050
n	0	4	14	24	34
τ	0,0221	0,0221	0,0221	0,0221	0,0221
Population	655	715	890	1107	1377

II.3 Equipement public du chef lieu de la commune de Benairia

Le tableau suivant illustre les équipements publics existants.

Tableau II-3 : Equipement public du chef lieu de la commune de Benairia.

Equipement	Nombre	Unité	Quantité
écoles primaires	02	élèves	960
CEM	02	élèves	640
Mosquée	01	fidèles	300
Centre de santé	01	patient	25
Siège PTT	01	employés	5
Siège APC	01	employés	25
Parc communal	01	employés	5
Foyer de la jeunesse	01	adhérant	30
Centre culturel	01	adhérant	30
Stade communal	01	vestiaire	12
Caserne de garde communale	01	agent	/
Douches	01	client	25
Hammam	01	client	25
Boulangeries	02	local	/
Cafés et restaurants	05	client	500
gendarmerie	01	personne	50

II.4 Estimation des besoins en eau

En fonction des normes de consommation, nous déterminons les besoins de chaque catégorie séparément, ensuite nous sommes tous les besoins : domestiques, publics, projetés.

II.4.1 Besoins domestiques

Les besoins domestiques dépendent du développement sanitaire et des habitudes de la population donc nous leur attribuons une dotation qui dépend de l'évolution de la consommation dans le temps, les extensions possibles, la population saisonnière. la consommation moyenne journalière domestique est désignée par Q_{moyj} donnée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{(N \times D)}{1000} \quad [m^3/j] \quad \text{II-2}$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière $[m^3/j]$;

N : nombre d'habitants ;

D : dotation moyenne en $[l/j/hab.]$.

Débit moyen journalier domestique du chef lieu de Benairia :

Tableau II-4 : Estimation du débit moyen journalier domestique a l'horizon.

Horizon	Population [hab.]	Dotation [l/j/hab.]	Q_{moyj} [m ³ /j]
2016	8 168	150	1 225,2
2050	17 175	180	3 091,5

Débit moyen journalier domestique des autres régions

Tableau II-5 : Estimation du débit moyen journalier domestique à l'horizon.

Horizon	Population [hab.]	Dotation [l/j/hab.]	Q_{moyj} [m ³ /j]
2016	655	150	98,25
2050	1377	180	247,86

II.4.2 Besoins d'équipements publics existants du chef lieu de la commune

La consommation moyenne journalière publique des différents équipements dans la zone d'étude est calculée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \sum \left(\frac{N_i \times D_i}{1000} \right) \quad [m^3/j] \quad \text{II-3}$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière [m³/j] ;

N : nombre d'usagers ;

D : dotation moyenne de chaque usager formant le type de consommateurs [l/j/hab.].

Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des besoins en eau des équipements publics de L'agglomération.

Équipement	Nombre	Unité	Quantité	Dotation [l/j/unité]	Besoins [m ³ /j]
écoles primaire	2	élèves	960	20	19,2
CEM	2	élèves	640	20	12,8
Mosquée	1	fidèles	300	50	15
Centre de santé	1	patient	25	50	1,25
Siège PTT	1	employés	5	20	0,1
Siège APC	1	employés	25	20	0,5
Parc communal	1	employés	5	20	0,1
Foyer de la jeunesse	1	adhérant	30	20	0,6
Centre culturel	1	adhérant	30	20	0,6
Stade communal	1	vestiaire	12	25	0,3
Caserne de garde communal	1	agent	/		1
Douches	1	client	25	100	2,5
Hammams	1	client	25	150	3,75
Boulangeries	2	local	/	300	0,6
Café et restaurant	5	client	500	10	5
Gendarmerie	1	personne	50	30	1,5
Total					64,8

II.4.3 Besoin d'équipements public projetés du chef lieu de la commune

Afin de satisfaire les besoins de l'agglomération, nous avons projeté des équipements pour assurer le développement de cette dernière a partir des données récoltées auprès des services d'APC.

Tableau II-7 : Tableau des équipements projetés.

Équipement	Nombre	Unité	Quantité	Dotation [l/j/unité]	Besoins [m ³ /j]
écoles primaire	3	élèves	1200	20	24
CEM	3	élèves	950	20	19
Mosquée	2	fidèles	700	50	35
Centre de santé	1	patient	40	50	2
Foyer de la jeunesse	1	adhérant	45	20	0.9

Centre culturel	1	adhérant	50	20	1
Stade communal	1	m ²	9000	0,5	4.5
Douches	2	client	55	100	5.5
Hammams	1	client	30	150	4.5
Boulangeries	3	local	/	300	0.9
Café et restaurant	7	client	650	10	6.5
Total					103.8

II.4.4 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Le tableau ci-dessous récapitule le débit total nécessaire pour alimenter chef lieu de Benairia jusqu'à l'horizon 2050.

Tableau II-8 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne du chef lieu de Benairia.

Types de besoins	Consommations moyenne journalière [m ³ /j]
Domestique du chef lieu de Benairia	3 091,50
Equipements publics	64,8
Equipement projetés	103,8
Total	3 260,10

Le débit moyen journalier total du chef lieu de Benairia est de : $Q_{moy/j} = 3260.1 [m^3/j]$

Le tableau ci-dessous récapitule le débit total nécessaire pour alimenter toute la localité de Benairia jusqu'à l'horizon 2050.

Tableau II-9 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale de toute l'agglomération.

Types de besoins	Consommations moyenne journalière [m ³ /j]
Domestique du chef lieu de Benairia	3 091,5
Domestique des autres régions	247,86
Equipements publics	64,8
Equipement projetés	103.8
Total	3 404,16

Le débit moyen journalier total de toute l'agglomération est de : $Q_{moy/j} = 3404.16 [m^3/j]$

II.4.5 Fuites et gaspillages

Pour un bon fonctionnement du réseau, on doit prendre en considération les fuites qui peuvent se produire au niveau du branchement en grande partie pour différentes raisons comme dans les terrains instables ou agressifs, ainsi que la mauvaise qualité du matériau, aussi les caractéristiques de la conduite mal adaptées à la pression.

Nous prenons en considération également le gaspillage qui est estimé, à 20% du débit moyen total.

Le débit moyen journalier total du chef lieu de Benairia , tenant compte des fuites et gaspillage est de :

$$Q_{moy/j\ tot} = Q_{moy/j} \times 1.2 = 3260.1 \times 1.2 = \mathbf{3912.12\ m^3/j}$$

Le débit moyen journalier total du chef lieu de Benairia et une partie des autres régions (Fellaguia), en tenant compte des fuites et gaspillage est de :

$$Q_{moy/j\ tot} = Q_{moy/j} \times 1.2 = 3404.16 \times 1.2 = \mathbf{4084.992\ m^3/j}$$

II.5 Conclusion

L'étude des besoins en eau des différentes catégories publique , domestique en tenant compte des fuites et gaspillages nous donne un débit max total journalier de 3912.12 m³/j à l'horizon 2050 pour chef lieu de Benairia et 4084.992 m³/j pour toute la commune de Benairia. Nous allons utiliser les résultats pour déterminer les caractéristiques de la consommation en eau de la commune qu'on entamera dans le chapitre suivant tenant compte des variations de la demande en eau de la population.

Chapitre 3 :

Estimation des débits de dimensionnement

III.1 Introduction

Pour pouvoir bien dimensionner un réseau d'alimentation en eau potable, il faut se placer dans les conditions les plus défavorables, donc on doit déterminer les caractéristiques de la consommation en eau de l'agglomération à partir des coefficients d'irrégularité de la consommation.

III.2 Variation de la consommation

La consommation est soumise à plusieurs variations dans le temps, variation annuelle ainsi que la variation saisonnière (pour les villes touristiques), la variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville, et également la variation journalière qui dépend de la journée de plus grande consommation. Finalement la variation horaire qui représente le régime de consommation de l'agglomération. Toutes ces variations dépendent du rythme des activités humaines.

III.3 Les coefficients d'irrégularité

Comme nous l'avons déjà mentionné, la consommation varie dans le temps, et d'une région à une autre. Pour cela nous utilisons des coefficients d'irrégularité. Pour se rapprocher de la consommation réelle de l'agglomération, il existe

- Le Coefficient d'irrégularité maximale journalier $k_{max,j}$;
- Le Coefficient d'irrégularité minimale journalier $k_{min,j}$;
- Le Coefficient d'irrégularité maximale horaire $k_{max,h}$;
- Le Coefficient d'irrégularité minimale horaire $k_{min,h}$.

III.3.1 Coefficient d'irrégularité maximale journalier $k_{max,j}$

Du fait qu'il existe une irrégularité dans la consommation, nous calculons le coefficient d'irrégularité qui tient compte de la journée de plus grande consommation. Sa valeur varie entre 1.1 à 1.3. Il est donné comme suit :

$$k_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (III-1)$$

III.3.2 Coefficient d'irrégularité minimale journalier $k_{min,j}$

Ce coefficient détermine le débit journalier minimum envisageant une sous consommation. Sa valeur varie entre 0.7 a 0.9, Il est donné comme suit :

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (III-2)$$

III.3.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire $K_{max,h}$

Ce dernier dépend de l'heure de plus grande consommation dans la journée, il tient compte de la pointe . il est calculé par la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (III-3)$$

Avec :

α : C'est un coefficient qui tient compte du développement et du confort d'une agglomération dépend ainsi du régime de travail et des habitudes de la population.

β :Un coefficient qui tient compte de l'importance démographique de la ville, de l'accroissement de la population.

α_{max} : varie entre 1,2 et 1,4.

β_{max} : Le tableau suivant représentera sa variation en fonction du nombre d'habitant.

Tableau III-1 : Coefficient en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

III.3.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire $K_{min,h}$

Ce dernier dépend de l'heure de consommation minimale dans la journée, nous le calculons avec la formule suivante :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (III-4)$$

Avec :

α_{min} :Varie entre 0,4 et 0,6.

β_{min} : Le tableau suivant représente sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III-2 : Le coefficient en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

III.3.5 Tableau récapitulatif des coefficients d'irrégularité

Le tableau suivant représente les coefficients d'irrégularité utilisés dans notre cas :

Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des coefficients d'irrégularités.

Coefficient	$K_{max,j}$	$K_{min,j}$	$K_{max,h}$	$K_{min,h}$
Valeur	1.25	0.75	1.58	0.24

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 1.3 \times 1.22 = 1.586$$

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} = 0.5 \times 0.48 = 0.24$$

$$\alpha_{min} = 1.3 ;$$

$$\alpha_{min} = 0.5 ;$$

$$\beta_{max} = 1.22 ;$$

$$\beta_{min} = 0.48 ;$$

Car le nombre d'habitants est de 17 175 hab.

III.4 Détermination des débits journaliers

III.4.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

C'est le débit du jour de plus grande consommation dans une année. Nous le calculons pour le dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction, et le réservoir.

Il est donné comme suit :

$$Q_{max,j} = k_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (III-5)$$

Le débit maximal journalier du chef lieu de Benairia est de :

$$Q_{max,j} = k_{max,j} \times Q_{moy,j} = 1.25 \times 3912.12 = 4890.15 \text{ m}^3 / j$$

Le débit maximal journalier de la commune de Benairia incluant les autres régions:

$$Q_{max,j} = k_{max,j} \times Q_{moy,j} = 1.25 \times 4084.99 = 5106.24 \text{ m}^3 / j$$

Avec :

$$k_{max,j} = 1.25 ;$$

$$Q_{moy/j} = 3912.12 \text{ m}^3/j \text{ Pour chef lieu de Benairia ;}$$

Et $Q_{moy/j} = 4084.99 \text{ m}^3/j$ pour chef lieu et les autres régions.

III.4.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

C'est le débit du jour de faible consommation en eau dans une année. il permet de voir le comportement du réseau en cas de surpression.

Ce débit se calcule avec la formule suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \quad (\text{III-6})$$

Le débit minimum journalier du chef lieu de Benairia est de :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} = 0.75 \times 3912.12 = 2934.09 \text{ m}^3/j$$

Le débit minimum journalier de la commune de Benairia incluant les autres régions:

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} = 0.75 \times 4084.99 = 3063.74 \text{ m}^3/j$$

Avec :

$$K_{min,j} = 0.75$$

III.5 Détermination des débits horaires du chef lieu de Benairia:

Il existe deux méthodes de calcul du débit horaire max et min , soit en fonction du développement et du nombre d'habitants en utilisant la formule en fonction de α et β , ou bien en fonction du régime de consommation et le nombre d'habitants.

III.5.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est le même pour les deux méthodes et se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q(max,j)}{24} [m^3/h] \quad (III-7)$$

Donc :

$$Q_{moy,h} = \frac{4890.15}{24} = 203.75 m^3/h$$

III.5.2 Débit max horaire en fonction de α et β

C'est le débit max horaire en fonction du développement et les habitudes de la population, qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,h} = k_{max,h} X Q_{moy,h} = 1.58 X 203.75 = 321.93 m^3/h$$

III.5.3 Débit minimum horaire en fonction de α et β

C'est le débit min horaire en fonction du développement et les habitudes de la population, qui se calcule par la formule suivante :

$$Q_{min,h} = k_{min,h} X Q_{moy,h} = 0.24 X 203.75 = 48.9 m^3/h$$

III.5.4 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d'une agglomération varie selon le nombre d'habitants de cette dernière, le tableau suivant représente les variations des débits horaires au cours de la journée :

Tableau III-4 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5

10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Cette variation des débits horaires est exprimé en pourcentage par rapport au débit max journalier de la population qui est égal à $17\ 175\text{m}^3/\text{j}$.le tableau suivant représente la variation des débits horaires :

Tableau III-5 : Variation des débits horaires.

Heures	consommation totale		consommation cumulée	
	%	Q [m3/h]	%	Q[m3/h]
0-1	1,5	73,352	1,5	73,352
01-02	1,5	73,352	3	146,704
02-03	1,5	73,352	4,5	220,056
03-04	1,5	73,3522	6	293,409
04-05	2,5	122,253	8,5	415,662
05-06	3,5	171,155	12	586,818
06-07	4,5	220,056	16,5	806,874
07-08	5,5	268,958	22	1075,833
08-09	6,25	305,634	28,25	1381,467
09-10	6,25	305,634	34,5	1687,101
10-11	6,25	305,634	40,75	1992,736
11-12	6,25	305,634	47	2298,370
12-13	5	244,507	52	2542,878
13-14	5	244,507	57	2787,385
14-15	5,5	268,958	62,5	3056,343
15-16	6	293,409	68,5	3349,752
16-17	6	293,409	74,5	3643,161
17-18	5,5	268,958	80	3912,12
18-19	5	244,507	85	4156,627
19-20	4,5	220,0567	89,5	4376,684

20-21	4	195,606	93,5	4572,290
21-22	3	146,704	96,5	4718,994
22-23	2	97,803	98,5	4816,797
23-24	1,5	73,352	100	4890,15

A partir du tableau nous obtenons les valeurs du débit max horaire et min horaire de l'agglomération qui sont les suivants :

$$Q_{max,h} = 305.63 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{min,h} = 73.35 \text{ m}^3/h$$

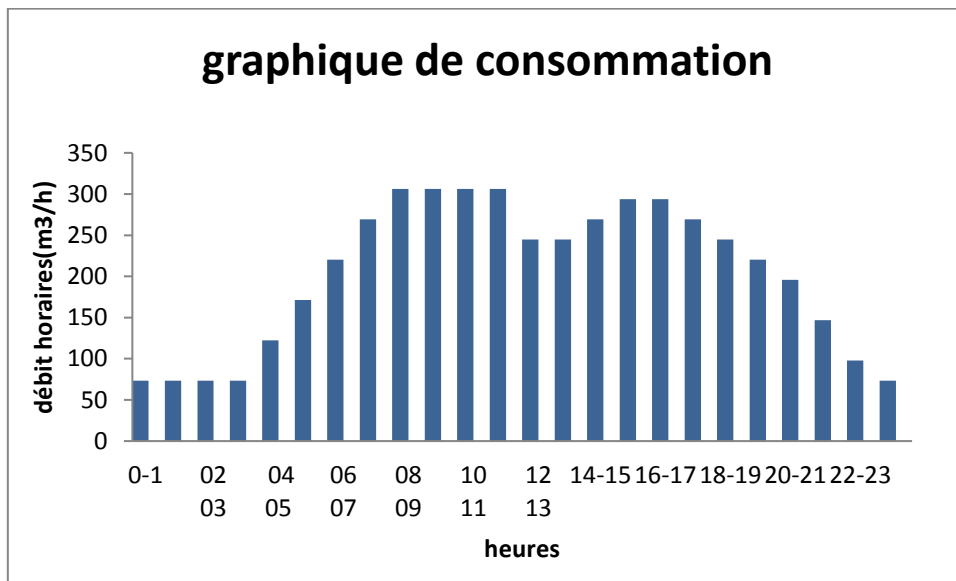


Figure III-1 : Représentation des débits horaires (le graphique de consommation).

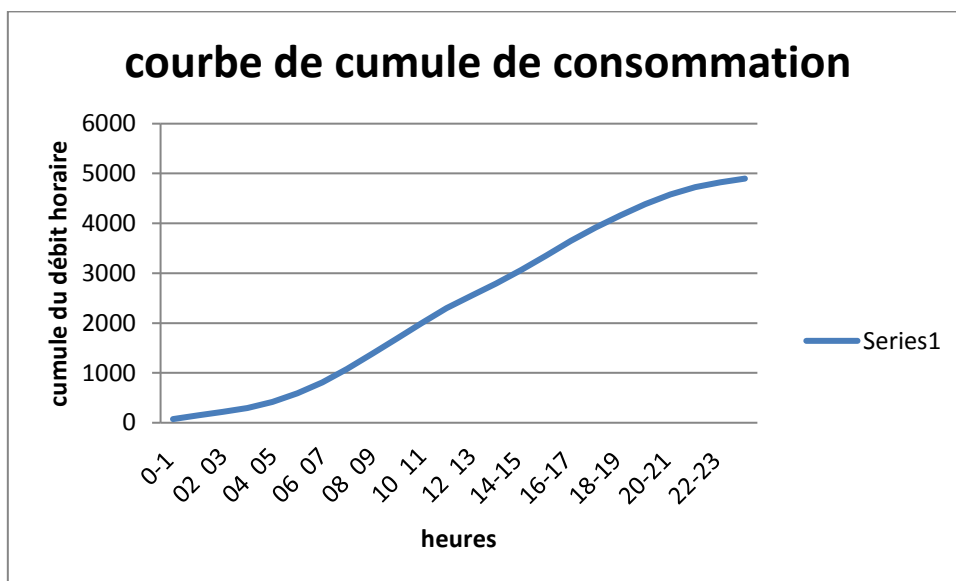


Figure III-2 : Courbe de cumule de consommation.

III.6.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé tous les débits max et min journaliers pour le chef-lieu de Benairia ,ainsi que Fellaguia ,et les débits horaires min et max du chef-lieu de Benairia seulement suivant les deux méthodes en utilisant les formules ou bien la méthode du régime de consommation. Nous avons prit les résultats de la méthode du régime de consommation et qui sont les suivants un débit horaire max de $305.63 \text{ m}^3/\text{h}$ et un débit horaire min de $73.35 \text{ m}^3/\text{h}$. Nous avons également tracé les courbes de consommations.

Chapitre 4 :

Dimensionnement du réseau de distribution

IV.1 Introduction

Le dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable exige plusieurs étapes tels que le tracé, le choix des conduites, le calcul des débits spécifiques, en route, et enfin le calcul des diamètres de chaque tronçon. Puis nous procédons à la simulation hydraulique du réseau à l'aide du logiciel EPANET pour calculer les pressions au niveau du réseau et son comportement en cas de pointe et d'incendie.

IV.2 Types de réseaux de distribution

Nous distinguons trois types de réseau et cela en fonction de la disposition des tronçons :

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié ;
- Réseau mixte.

IV.2.1 Réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé ,une telle boucle s'appelle une maille.

Les avantages

- Plus flexible ;
- Bonne répartition et pas de stagnation de l'eau dans le réseau ;
- Plus fiable en cas de pannes.

Les inconvénients

- Coûts d'investissement supérieur ;
- La détermination des conditions d'équilibre hydraulique et dimensionnement sont plus complexe ;
- Indétermination dans le sens et la valeur du débit et des pertes de charge ;
- Pertes de charge élevées à cause du nombre important d'accessoires.

IV.2.2 Réseau ramifié

Une conduite principal se ramifie en plusieurs direction et il y'a qu'un chemin possible entre le réservoir et les autres points.

Les avantages

- Calcul hydraulique et dimensionnement simples ;
- Plus économique.

Les inconvénients

- Peu flexible, terme de pression ;
- Il y'a une stagnation d'eau donc dégradation de la qualité de l'eau ;
- Peu fiable en cas de panne.

IV.2.3 Réseau mixte

C'est la combinaison dans un même réseau de distribution d'eau des 2 configurations antérieures, Il correspond à la situation la plus courante pour les réseaux domiciliaires.

IV.3 Choix du type de réseau

Plusieurs facteurs influence le choix de type de réseau à utiliser : nous citons les suivants :

- L'emplacement de gros consommateurs ;
- L'emplacement des quartiers ;
- Le relief ;
- Le souci d'assurer un service souple et régulier ;
- Suivi des voix routières.

IV.4 Principe du tracé du réseau

- En premier, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés) ;
- Repérer les quartiers ayant une densité d'habitations importante ;
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution a ces consommateurs ;

- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers ,ces conduites principales sont reliées entre elle par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

IV.5 Canalisations d'eau potable

Les canalisations destinées au transport de l'eau potable sous pression se composent de tuyaux droits cylindriques et d'éléments de raccordement appelés pièces spéciales (coudes, brides, réductions).

IV.5.1 Choix de canalisation

Les canalisations d'eau potable doivent satisfaire aux exigences réglementaires. Sur le plan sanitaire, ces conduites ne doivent pas être à l'origine d'une quelconque dégradation de la qualité de l'eau.

Les exigences principales en matière de choix de canalisation doivent porter sur les critères suivants :

- Le respect de la réglementation sanitaire en vigueur ;
- L'adéquation des matériaux et des équipements avec les prescriptions techniques du projet ;
- L'homogénéité des matériaux avec le ou les réseaux existants ;
- La résistance aux contraintes internes et externes ;
- La résistance à la corrosion ;
- La capacité du matériau à véhiculer des ondes acoustiques (recherche de fuites) ;
- Le coût du matériau et l'offre commerciale locale.

IV.5.2 Matériaux de conduites

Les principaux matériaux utilisés pour la fabrication des tuyaux actuellement utilisés sont :

- La fonte et la fonte ductile ;

- PEHD
- L'acier ;
- Les matières plastiques.

Il existe d'autres matériaux tels que :

- L'amiante ciment qui n'est plus utilisable ;
- Le béton armé ou non armé et le béton précontraint pour les grands diamètres ;

IV.5.3 Canalisations en PEHD

Les matières plastiques connaissent actuellement une diffusion considérable, et particulièrement dans la fabrication des tuyaux. Ces conduites sont dotées d'une caractéristique particulière qui est la malléabilité, à laquelle s'ajoute leur résistance mécanique et à la corrosion.

Les tubes plastiques en polyéthylène (PE) et en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U) destinés aux réseaux publics d'eau potable devront porter de façon apparente et indélébile en continu le long du tube, à des intervalles d'un (1) mètre, les indications minimales suivantes :

- La désignation commerciale et/ou le sigle du fabricant ;
- La matière constitutive de base et sa désignation ;
- L'origine de la matière première ;
- La mention (eau potable) suivie de la pression nominale PN ;
- Les dimensions nominales : diamètre extérieur nominal x épaisseur nominale ;
- La série SDR (ex : SDR 11) ;
- La date de fabrication ;
- Le numéro du lot de fabrication.

IV.5.4 Avantages du PEHD

- La Résistance aux grandes pressions ;

- Disponible sur le marché ;
- Résistance a la corrosion interne et externe ainsi que la micro biologie ;
- Permet de faible rayons de courbure aux réseaux ;
- Longue durée de vie (environs 50 ans a 20 °C) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très fiable) ;
- Répond aux normes de potabilité ;
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier..) ;
- Grande flexibilité (facile à poser).

(Source : hydraulique urbaine tome 2 par A.Dupont.)

IV.6 Calcul du réseau

IV.6.1 Principe de calcul du réseau maillé

La méthode de calcul du réseau maillé est celle d' Hardy-Cross. Il s'agit d'une méthode d'approximations successives qui repose sur deux lois :

La première est que la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

La deuxième loi : Dans une maille orientée et fermée, la somme algébrique des pertes de charge doit être nulle, on tolère une différence de 0.5 m car la condition est rarement satisfaite.

(Source : Guide d'EPANET)

Etape de calcul:

- Détermination des longueurs de chaque tronçon du réseau ;
- Calcul de débit spécifique ;
- Calcul des débits route ;
- Calcul des débits nodaux ;
- Faire une répartition arbitraire des débits ;
- Déterminer les diamètres des conduites ;
- Faire la simulation sur Epanet ;
- Corriger les diamètres, les pressions.

IV.6.2 Calcul du débit spécifique

Le débit spécifique se calcule suivant la formule:

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h} - Q_{conc}}{\sum L_i} \quad (IV-1)$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique [l/s/ml];

$Q_{max.h}$: Débit max horaire ;

Q_{conc} : Débit concentré ;

$\sum L_i$: Somme des longueurs[m].

Dans notre cas on n'a pas de débit concentré donc la formule devient :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum L_i} \quad (VI-2)$$

Avec : Q en litre par seconde ;

Q=84,8984375 l/s

Et $\sum L_i=4620.7$ m

IV.6.3 Détermination du débit route

C'est le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon i :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \quad (VI-3)$$

Avec :

Q_{ri} : Débit route du tronçon i [l/s] ;

L_i : Longueur du tronçon i [m].

IV.6.4 Détermination des débits nodaux

Les débits nodaux sont calculés comme suit :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_{ri} + Q_{conc} \quad (VI-4)$$

Avec :

Q_n : Débit au nœud [l/s].

Résultat :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum L_i} = \frac{84,8984375}{4620.7} = 0,01837350 \text{ l/s/ml.}$$

Le tableau suivant résume les résultats des débits nodaux dans le cas de pointe :

Tableau IV-1 : Tableau représentant les débits routes et les des débits nodaux en cas de point.

N° de nœud	Tronçon	longueur[m]	Q spécifique [l/s/ml]	Q route [l/s]	Q nodaux [l/s]
1	1 2	177,8	0,018	3,266	1,633
2	1 2	177,8	0,018	3,266	6,424
	2 3	365,79	0,018	6,720	
	2 4	155,7	0,018	2,860	
3	2 3	365,79	0,018	6,720	5,393
	3 5	184,47	0,018	3,389	
	3 8	246,95	0,018	4,537	
4	2 4	155,7	0,018	2,860	7,106
	4 5	399,13	0,018	7,333	
	4 6	218,78	0,018	4,019	
5	3 5	184,47	0,018	3,389	5,361
	4 5	399,13	0,018	7,333	
6	4 6	218,78	0,018	4,019	5,408
	6 7	158,6	0,018	2,914	
	6 9	211,3	0,018	3,882	
7	6 7	158,6	0,018	2,914	5,689
	7 8	298,6	0,018	5,486	
	7 10	162,1	0,018	2,978	
8	3 8	246,95	0,018	4,537	6,508
	8 12	162,9	0,018	2,993	
	7 8	298,6	0,018	5,486	
9	6 9	211,3	0,018	3,882	4,911
	9 14	323,29	0,018	5,940	
10	7 10	162,1	0,018	2,978	4,012
	10 11	157,6	0,018	2,895	
	10 13	117,1	0,018	2,151	
11	10 11	157,6	0,018	2,895	5,904
	11 12	135,3	0,018	2,485	

	11 16	349,85	0,018	6,428	
12	8 12	162,9	0,018	2,993	5,638
	12 15	315,53	0,018	5,797	
	11 12	135,3	0,018	2,485	
13	10 13	117,1	0,018	2,151	3,285
	13 17	205,55	0,018	3,776	
	13 14	34,95	0,018	0,642	
14	9 14	323,29	0,018	5,940	3,291
	13 14	34,95	0,018	0,642	
15	12 15	315,53	0,018	5,797	3,705
	15 16	87,83	0,018	1,613	
16	15 16	87,83	0,018	1,613	5,413
	16 17	151,58	0,018	2,785	
	11 16	349,85	0,018	6,428	
17	16 17	151,58	0,018	2,785	3,280
	13 17	205,55	0,018	3,776	

Dans le cas de pointe + incendie, nous ajoutons un débit concentré de 17 l/s au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud N16. Ce débit sert à lutter contre l'incendie, il vient de la réserve d'incendie dans le réservoir qui est de 120 m³ pour une durée de 2 heures.

Tableau IV-2 : Tableau représentant les débits routes et les débits nodaux en cas de pointe +incendie.

N° de nœud	Tronçon	longueur[m]	Q spécifique [l/s]	Q route [l/s]	Q nodaux [l/s]
1	1 2	177,8	0,018	3,266	1,633
2	1 2	177,8	0,018	3,266	6,424
	2 3	365,79	0,018	6,720	
	2 4	155,7	0,018	2,860	
3	2 3	365,79	0,018	6,720	5,393
	3 5	184,47	0,018	3,389	
	3 8	246,95	0,018	4,537	
4	2 4	155,7	0,018	2,860	7,106
	4 5	399,13	0,018	7,333	
	4 6	218,78	0,018	4,019	
5	3 5	184,47	0,018	3,389	5,361
	4 5	399,13	0,018	7,333	
6	4 6	218,78	0,018	4,019	5,408
	6 7	158,6	0,018	2,914	
	6 9	211,3	0,018	3,882	
7	6 7	158,6	0,018	2,914	5,689

	7 8	298,6	0,018	5,486	
	7 10	162,1	0,018	2,978	
8	3 8	246,95	0,018	4,537	6,508
	8 12	162,9	0,018	2,993	
	7 8	298,6	0,018	5,486	
9	6 9	211,3	0,018	3,882	4,911
	9 14	323,29	0,018	5,940	
10	7 10	162,1	0,018	2,978	4,012
	10 11	157,6	0,018	2,895	
	10 13	117,1	0,018	2,151	
11	10 11	157,6	0,018	2,895	5,904
	11 12	135,3	0,018	2,485	
	11 16	349,85	0,018	6,428	
12	8 12	162,9	0,018	2,99	5,638
	12 15	315,53	0,018	5,797	
	11 12	135,3	0,018	2,485	
13	10 13	117,1	0,018	2,151	3,285
	13 17	205,55	0,018	3,776	
	13 14	34,95	0,018	0,642	
14	9 14	323,29	0,018	5,940	3,291
	13 14	34,95	0,018	0,642	
15	12 15	315,53	0,018	5,797	3,705
	15 16	87,83	0,018	1,613	
16	15 16	87,83	0,018	1,613	22.413
	16 17	151,58	0,018	2,785	
	11 16	349,85	0,018	6,428	
17	16 17	151,58	0,018	2,785	3,280
	13 17	205,55	0,018	3,776	

IV.6.5 Répartition arbitraire

On procède ensuite à la répartition arbitraire, pour attribuer à chaque tronçon un diamètre adéquat qui dépend du débit :

- Le débit qui sort du réservoir en cas de pointe est de $Q=84,898$ l/s.
- Le débit qui sort du réservoir en cas de pointe +incendie est de $Q=101.89$ l/s.

Le tableau suivant représente la répartition arbitraire en cas de pointe :

Tableau IV-3 : Répartition des débits et des diamètres pour le cas de pointe.

Tronçons	Débit [l/s]	Diamètre [mm]
1 2	83,256	300

2 3	38,416	200
2 4	38,416	200
3 5	3	75
4 5	2,361	75
3 8	30,022	200
4 6	28,947	200
7 8	15	150
8 12	8,514	100
6 7	10	125
6 9	13,539	125
9 14	8,628	100
13 14	5,337	75
7 10	19,310	150
10 11	10	125
10 13	5,297	75
13 17	7,350	100
12 15	4,875	75
11 12	2	50
11 16	2,095	50
16 17	4,069	75
15 16	1,921	50

Le tableau suivant représente la répartition arbitraire en cas de pointe + incendie :

Tableau IV-4: Répartition des débits et des diamètres pour le cas de pointe + incendie.

Tronçons	Débit [l/s]	Diamètre [mm]
1 2	100,256	300
2 3	46,916	250
2 4	46,916	250
3 5	3	75
4 5	2,361	75
3 8	38,522	200
4 6	37,447	200
7 8	15	150
8 12	17,014	150
6 7	10	125
6 9	22,039	150
9 14	17,128	150
13 14	13,837	125
7 10	19,310	150
10 11	10	125
10 13	5,297	100
13 17	15,850	150
12 15	13,375	125

11 12	2	50
11 16	2,095	50
16 17	12,569	125
15 16	1,921	50

IV.7 Simulation hydraulique du réseau dans le logiciel EPANET

IV.7.1 Définition d'EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

IV.7.2 Résultat de la simulation

Après avoir introduit les données nécessaires pour faire la simulation, tels que les altitudes des nœuds, les longueurs des tronçons, les débits nodaux, la rugosité, et les diamètres arbitraires, nous allons vérifier les vitesses dans les tronçons et les pressions au niveau des nœuds et nous allons changer les diamètres en fonction des valeurs de ces dernières de telle façon à ce que nous obtiendrons des valeurs acceptables. Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants pour le cas de pointe et le cas de pointe + incendie :

Tableau IV-5 : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe

Nœuds	Altitude [m]	Demande [l/s]	Charge [m]	Pression [m]
1	190	1.63	192	2
2	166	6.42	191.31	25.31
3	130.5	5.39	176.29	45.79
4	155.5	7.11	189.66	34.16
5	134	5.36	167.99	33.99
6	135	5.41	183.28	48.28
7	134	5.69	171.06	37.06
8	129	6.51	171.05	42.05

9	126	4.91	163.67	37.67
10	118.15	4.01	157.29	39.14
11	118.61	5.9	156.79	38.18
12	122.8	5.64	161.71	38.91
13	115	3.29	152.54	37.54
14	115	3.29	152.27	39.27
15	113.28	3.71	152.95	39.67
16	108.5	5.41	150.17	41.67
17	101	3.28	147.75	46.75
R1	190	-84.89	192	2

Le débit négatif dans le tableau représente le débit sortant du réservoir vers le réseau, la pression au niveau du nœud 1 et le réservoir R1 est la hauteur initiale de l'eau dans le réservoir.

Tableau IV-6 : Etat des tuyaux en cas de pointe

Tronçons	Longueur [m]	Diamètre [mm]	Rugosité [mm]	Débit [l/s]	Vitesse [m/s]	Pert.charge Unit. (m/km)
2 4	155.7	200	0.1	47.34	1.51	10.62
1 2	177.8	300	0.1	81.33	1.15	3.85
2 3	365.79	125	0.1	27.56	2.25	41.05
3 5	184.47	50	0.1	2.55	1.30	44.99
4 5	399.13	50	0.1	2.81	1.43	54.28
4 6	218.3	150	0.1	37.43	2.12	29.23
6 7	158.6	100	0.1	21.14	2.69	77.04
7 8	296.6	100	0.1	0.39	0.05	0.05
3 8	246.95	125	0.1	19.62	1.60	21.25
6 9	211.3	75	0.1	10.88	2.46	92.81
7 10	162.1	75	0.1	10.40	2.35	84.98
10 13	117.1	50	0.1	2.41	1.23	40.49
13 14	34.95	50	0.1	2.68	1.36	49.42
9 14	323.29	75	0.1	5.97	1.35	29.06
13 17	205.56	50	0.1	1.81	0.92	23.30
16 17	151.58	50	0.1	1.48	0.75	15.93
11 16	349.85	75	0.1	4.77	1.08	18.92
11 12	135.3	75	0.1	6.70	1.52	36.34
12 15	315.53	75	0.1	5.83	1.32	27.76
15 16	87.83	50	0.1	2.12	1.08	31.64
8 12	162.9	100	0.1	18.17	2.31	57.35
10 11	157.6	100	0.1	3.97	0.51	3.15
R 1	1	300	0.1	82.97	1.17	4.00

Etat des nœuds et des tuyaux en cas de pointe + incendie :

Tableau IV-7: Etat des nœuds du réseau en cas de pointe + incendie

Nœuds	Altitude [m]	Demande [l/s]	Charge [m]	Pression [m]
1	190	1.63	191.99	1.99
2	166	6.42	191.01	25.01
3	130.5	5.39	179.30	48.80
4	155.5	7.11	188.98	33.48
5	134	5.36	169.86	35.86
6	135	5.41	180.64	45.64
7	134	5.69	174.36	40.36
8	129	6.51	174.26	45.26
9	126	4.91	162.34	36.34
10	118.15	4.01	164.57	46.42
11	118.61	5.90	161.15	42.54
12	122.8	5.64	167.71	44.91
13	115	3.29	154.01	39.01
14	115	3.29	154.05	39.05
15	113.28	3.71	147.98	34.70
16	108.5	22.41	144.38	35.88
17	101	3.28	143.91	42.91
R1	190	-101.89	192.00	2.00

Le débit négatif dans le tableau représente le débit sortant du réservoir vers le réseau, la pression au niveau du nœud 1 et le réservoir R1 est la hauteur initiale de l'eau dans le réservoir.

Tableau IV-8: Etat des tuyaux du réseau dans le cas de pointe + incendie

Tronçons	Longueur [m]	Diamètre [mm]	Rugosité [mm]	Débit [l/s]	Vitesse [m/s]	Pert.charge Unit. (m/km)
2 4	155.7	200	0.1	52.69	1.68	13.05
1 2	177.8	300	0.1	98.33	1.39	5.54
2 3	365.79	150	0.1	39.22	2.22	32.01
3 5	184.47	50	0.1	2.73	1.39	51.19
4 5	399.13	50	0.1	2.63	1.34	47.90
4 6	218.3	150	0.1	42.95	2.43	38.20
6 7	158.6	125	0.1	27.04	2.20	39.56
7 8	298.6	75	0.1	0.54	0.12	0.34
3 8	246.95	150	0.1	31.10	1.76	20.41
6 9	211.3	75	0.1	10.50	2.38	86.61
7 10	162.1	100	0.1	18.66	2.38	60.43
10 13	117.1	50	0.1	3.66	1.86	90.13
13 14	34.95	100	0.1	2.30	0.29	1.15
9 14	323.29	75	0.1	5.59	1.26	25.62
13 17	205.55	50	0.1	2.67	1.36	49.17
16 17	151.58	50	0.1	0.61	0.31	3.10
11 16	349.85	75	0.1	7.74	1.75	47.94
11 12	135.3	50	0.1	2.65	1.39	48.48

12 15	315.53	100	0.1	18.99	2.42	62.52
15 16	87.83	100	0.1	15.29	1.95	41.02
8 12	162.9	125	0.1	27.28	2.22	40.23
10 11	157.6	100	0.1	10.99	1.40	21.70
R 1	1	300	0.1	99.97	1.41	5.73

La figure IV-1 et la figure IV-2 représentent le comportement du réseau en cas de pointe et en cas de pointe plus incendie et les valeurs trouvés des débits dans les conduites et les pressions au niveau des points

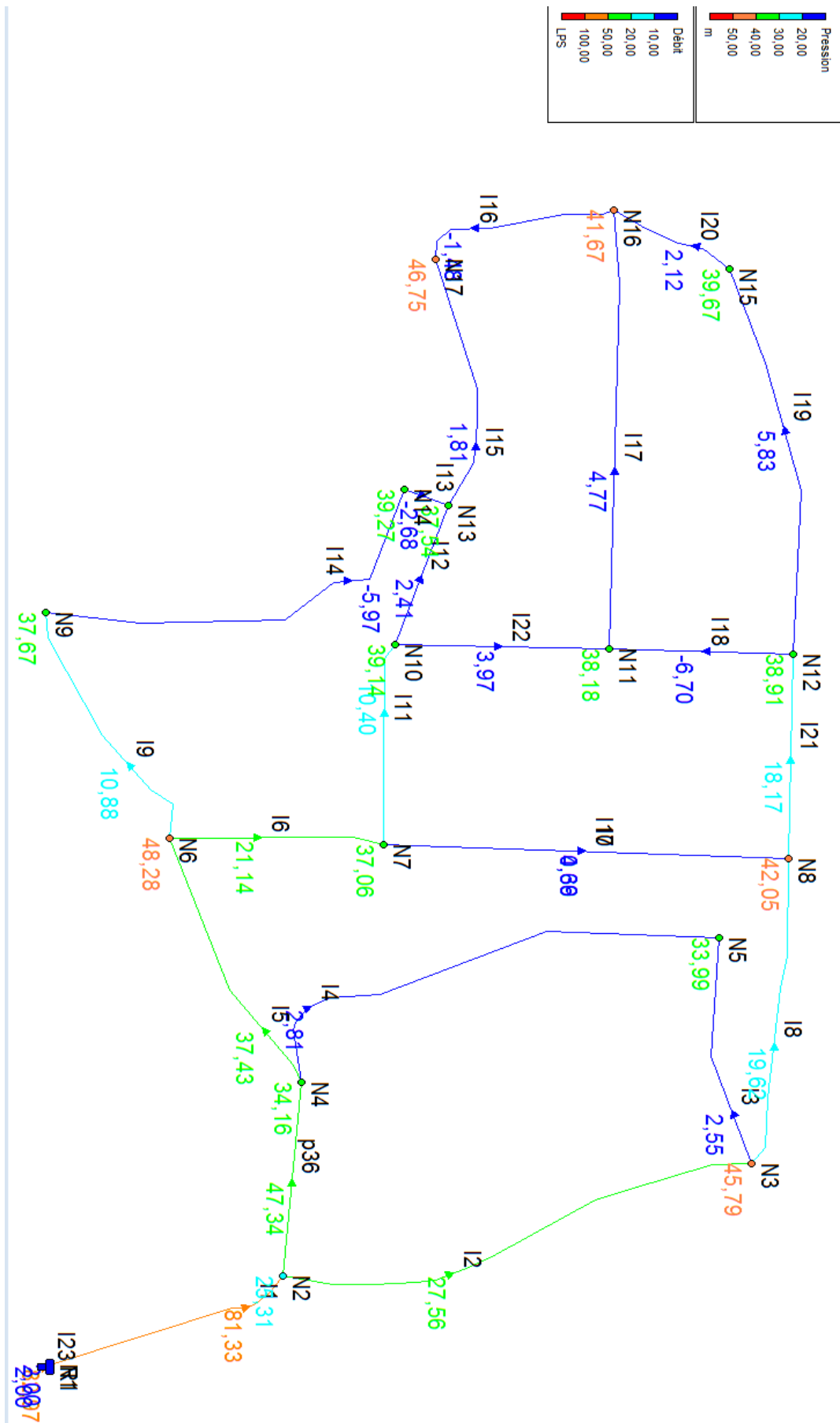


Figure IV-1 : La répartition définitive des débits en cas de pointe.

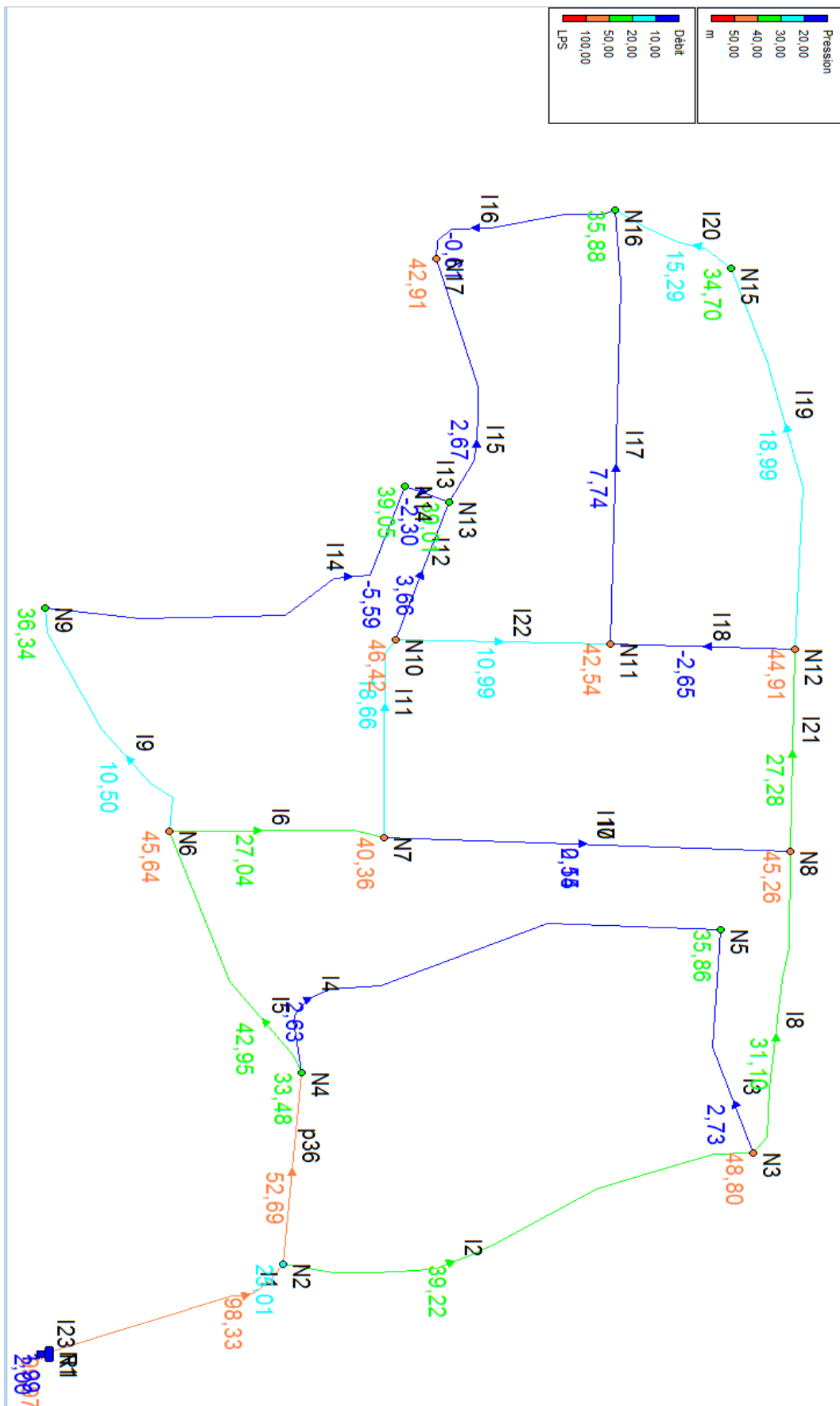


Figure IV-2 : La répartition définitive des débits en cas de pointe+incendie.

IV.7.3 Canalisations et accessoires du réseau

Nous avons choisi le PEHD dans notre cas pour les avantages qui offre de diamètre qui varie entre 50 mm et 600 mm, les accessoires utilisés dans le réseau sont :

Robinet vannes : qui servent comme moyen d'isolement des tronçons lors de la réparation, on les trouve dans chaque nœud

Ventouses : qui servent à réduire la formation des bulles d'air au niveau des conduites causées par les dépressions dans les points hauts du réseau

Robinets de vidange : permettent le vidange des conduites pour réparation ou maintenance, et sont placés au point le plus bas du réseau dans des regards en maçonnerie.

Bouches ou poteau d'incendie : servent à lutter contre l'incendie. Ils doivent assurer un débit de 17 l/s et une pression de 1 bar, espacés de 20 à 200 m selon le type d'agglomération.

Les tés : sont des accessoires de raccordement entre 3 conduites de diamètres différents ou égaux.

Les coudes : des accessoires utilisés pour les changements de directions ou /de diamètres.

Les compteurs : servent à contrôler le réseau de distribution.

IV.8 Conclusion

Nous avons dimensionné dans ce chapitre notre réseau d'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune de Benairia, à l'aide du logiciel Epanet en cas de pointe, et pointe plus incendie, nous avons également vérifier les vitesses dans chaque tronçon et les pressions dans chaque nœud à partir des besoins en eau que nous avons calculés dans le chapitre précédent. Dans le prochain chapitre nous devons assurer ces besoins et les conduire de la source vers l'agglomération, c'est l'étude de l'adduction.

Chapitre 5 :

Etude de l'adduction

V.1 Introduction

L'adduction c'est le transport de l'eau entre la source de l'alimentation le point de captage barrage, forage et le point d'accumulation des réservoirs de stockage, d'alimentation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables, avec une topographie qui varie d'un terrain a un autre pour cela il existe trois type d'adduction :

- Adduction par refoulement ;
- Adduction gravitaire ;
- Adduction mixte.

Dans note cas nous avons une adduction par refoulement à partir station de reprise de Benairia qui est alimenté par la station de dessalement d'eau de mer de Mainis vers les deux réservoirs de l'agglomération de Benairia.

Le réservoir de 1000 m³ est destiné à alimenter le chef lieu de la commune et le réservoir de 500 m³ aux autres régions Fellagua .

V.2 Choix du tracé

Pour faire le bon choix du tracé d'adduction, il faut prendre en compte les facteurs suivants :

- Tracé le profil en long aussi régulier que possible que la topographie le permet ;
- Choisir le chemin le plus court
- Eviter les contres pentes pour éviter la cavitation qui provoque l'éclatement de la conduite ;
- Eviter les angles à 90° pour éviter les butées importantes ;
- Eviter au maximum les obstacles ;
- De préférence Suivre la voix routière pour faciliter la maintenance ;
- Prendre en considération la nature du sol traversé ;
- Eviter les rivières et les massifs boisés pour diminuer le cout du projet ;
- L'examen des conditions dans lesquelles seront établies ces canalisations, aussi bien au point de vue technico-économique.

V.3 Choix des matériaux de la conduite

La fiabilité technique et économique est un facteur essentiel dans le choix du matériau de conduite pour cela on suit certaines exigences à savoir :

- Le matériau doit être résistant aux attaques chimiques, aux grandes pressions et les charges mobiles ;
- Adapté au terrain de pose ;
- Etanche ;
- Mise en service et entretien facile.

V.4 Choix du type de conduites

Le choix du matériau de la canalisation est fonction de :

- Degré de l'agressivité du milieu où elle doit être posée (milieu externe) ;
- Degré d'agressivité du fluide à véhiculer (milieu interne) ;
- La pression à supporter ;
- Le diamètre;
- Le prix ;
- Condition d'installation ;
- Le revêtement ;
- Prix unitaire ;
- Prix du transport ;
- La disponibilité sur le marché.

Dans notre cas :

Le PEHD est choisi comme matière et type de conduites en raison des avantages qu'il offre :

- Flexibilité et facilité de mise en œuvre ;
- Fiabilité et durabilité du réseau (durée de vie estimée à 50 ans) ;
- Etanchéité parfaite grâce aux techniques de soudage ;
- Faible pertes de charge et bonne résistance aux coups de bélier.

Les caractéristiques de ce dernier sont les suivant :

Diamètres : 20 – 25 – 32 – 40 – 50 – 63 – 75 – 90 – 110 – 125 – 160 – 200 – 250 – 315 – 400 – 500 – 630 mm.

Pression : PN 6 , PN 10 et PN 16

Longueur : en couronne de 100 m jusqu'au diamètre 63, en couronne de 50m pour les diamètres 75 – 90 – 110 mm, en barre droite de 12 m à partir du diamètre 125 mm

Source : Algérie Tube PEHD Eau Potable, Tuyau Eau Polyéthylène | Tuyau D Alimentation D Eau Prix

V.5 Dimensionnement de la conduite de refoulement

Pour assurer l'alimentation en eau potable de la commune, nous devons dimensionner les conduites en refoulement car la cote de la station de reprise de Benairia se trouve inférieure à celle du réservoir d'alimentation. Donc il faut tenir compte de l'aspect technique que nous avons cité au début du chapitre et de l'aspect économique et de ce point de vue la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées : Plus le diamètre est petit ,plus les pertes de charge sont importantes et plus l'énergie dépensée sera grande . Dans ce cas, nous devons trouver un diamètre économique qui résulte d'un compromis entre :

- Les frais d'investissement et de maintenance (construction); qui croissent avec l'augmentation du diamètre ;
- Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente.

V.5.1 Détermination du diamètre économique

Il existe différente formule pour déterminer le diamètre économique, nous allons utiliser la méthode des frais d'exploitation et d'amortissement, et pour le faire nous devons passer par la formule de Bonin pour avoir un intervalle de diamètre :

Formule de Bonin :

Applicable pour un temps de pompage de 24 h, avec une vitesse de 1.25m/s.

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (V-1)$$

Avec :

Q : Débit véhiculé en m³/s

D : Diamètre de la conduite de refoulement

Nous avons un débit total de la commune de Benairia incluant les autres régions qui est de 5106.24 m³ par jour, le débit pompé sera le débit max journalier sur les 20 heures de pompages se qui nous donne :

$$Q_{pom} = \frac{Q_{max,j}}{20} [m^3 / h] \quad (V-2)$$

$$Q_{pom} = \frac{5106.24}{20} = 255.312 \text{ m}^3/h = 0.07092 \text{ m}^3/s$$

Donc :

Le diamètre économique sera :

$$D_{ec} = \sqrt{Q_{pom}} = \sqrt{0.07092} = 0.2663m = 266.3 \text{ mm}$$

On prend un diamètre extérieur normalisé de 315 mm.
 $D_N = 315mm$

Avec :

Q_{pom} : Débit pompé en m³/s ;

Et le diamètre intérieur du diamètre normalisé de 315 mm en PEHD PN 10 est de 277.6 mm ;

On calcul ensuite la vitesse pour vérification par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q_{pom}}{\pi \times D_{N \text{ inter}}^2} = \frac{4 \times 0.07092}{3.14 \times 0.2776^2} = 1.172 \text{ m/s}$$

Tableau V-1 : Vérification de la vitesse du diamètre économique normalisé.

$Q_{pom}(\text{m}^3/\text{s})$	$D_{ec}(\text{mm})$	$D_N(\text{mm})$	$V(\text{m/s})$
0.07092	266.3	315	1.172

La vitesse trouvée lors du calcul pour un diamètre normalisé de 315 mm est de 1.172 m/s et c'est une vitesse acceptable.

V.5.2 Calcul des pertes de charge linéaires

Les pertes de charge linéaires dépendent du :

- Coefficient de perte de charge K' ;

- Diamètre D de la conduite [m];
- Débit Q en [m³/s];
- La longueur du tronçon L en [m].

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H_l = \frac{K' \times L \times Q^\beta}{D^m} \quad (V-3)$$

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m :Exposant tenant compte du type du matériau ;

Dans notre cas :

- L=1601.95 m voir annexe IV
- Q=0.07092m³/s

Tableau V-2: Les caractéristiques des différents types de conduites

Tuyau	K'	M	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

V.5.3 Calcul des pertes de charges singulières

Les pertes de charge singulières sont difficiles à estimer pour cela, nous les estimons à 15 % des pertes de charge linéaires:

$$\Delta H_s = 15\% \times \Delta H_L \quad (V-4)$$

Avec :

ΔH_s :Pertes de charge singulières [m] ;

ΔH_L :Pertes de charges linéaires [m].

V.5.4 Calcul des pertes de charges totales

Les pertes de charges totales représentent la somme des pertes de charges singulières et linéaires :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (V-5)$$

$$\Delta H_T = 1.15 \times \Delta H_L$$

V.6 Choix de la pompe

Nous devons choisir une pompe adéquate qui pourra assurer le débit nécessaire ainsi que la pression pour conduire l'eau vers les réservoirs de la commune de Benairia. Pour cela nous devons calculer la hauteur manométrique totale qui est la somme de la hauteur géométrique et la perte de charge totale ainsi que la perte de charge à l'aspiration qui est estimée à 0.5 m

V.6.1 Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale de la pompe est calculée comme suit :

$$HMT = H_g + \sum \Delta H \quad (V-6)$$

$$HMT = H_g + \Delta H_{asp} + \Delta H_T$$

Avec :

ΔH_{asp} : Pertes de charges à l'aspiration = 0.5 m ;

H_g : Hauteur géométrique qui est la différence entre le niveau du trop plein du réservoir d'alimentation et la cote de la station de reprise ;

$$H_g = C_{TP} - C_{ST} \quad (V-7)$$

Avec :

C_{TP} : Cote du trop plein du réservoir qui est de 474 m d'altitude ;

C_{ST} : Cote de la station de reprise de Benairia qui est de 344 m d'altitude.

$$H_g = C_{TP} - C_{ST} = 474 - 344 = 130 \text{ m}$$

V.6.2 Puissance absorbé par la pompe

La puissance en kw se calcul avec la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (V-8)$$

Avec :

ρ : Masse volumique de l'eau qui est de 1000 kg/m^3 ;

Q : débit pompé en $[\text{m}^3/\text{s}]$

η : Rendement de la pompe qui est de 70%.

V.6.3 Energie consommée annuelle

L'énergie consommée en une année en kw.h est calculée comme suit :

$$E = P \times T \times 365 \quad (\text{V-9})$$

Avec :

T : nombre d'heures de pompage qui est de 20h.

V.6.4 Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant récapitule les hauteurs manométriques, les vitesses dans les conduites, les puissances absorbées par les pompes, les énergies consommées annuelles.

Tableau V-3: Tableau récapitulatif des résultats.

D_N ext[mm]	D_N int[mm]	Vitesse [m/s]	ΔH_l [m]	ΔH_s [m]	ΔH_T [m]	HMT [mce]	P[kw]	E[kwh]
250	220.4	1.859	11.54	1.731	13.276	143.77	142898.8	1043161255
315	277.6	1.172	3.838	0.575	4.414	134.914	134090.8	978862888
400	352.6	0.726	1.226	0.183	1.41	131.91	131104.6	957063616

V.6.5 Les frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calcul comme suit :

$$F_e = E \times e \quad (\text{V-10})$$

Avec :

e : Prix du kwh qui est $e=4 \text{ DA/kwh}$ d'après sonelgaz ;

E : énergie de consommation kwh / an.

V.6.6- Frais d'annuité :

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

$$A = \frac{i}{(i+1)^{30}-1} \quad (V-11)$$

Avec :

i : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie) ;

n : nombre d'année d'amortissement qui es de 30ans.

D'où : A= 0.09.

V.6.7- Frais d'amortissement :

$$F_a = L \times \text{prix conduite} \times A \quad (V-12)$$

Avec :

L : Longueur totale de la conduite de refoulement [m] ;

Prix conduite : Prix en mètre linéaire de la conduite de refoulement [Da].

V.6.8- Le bilan (prix total) :

$$F_t = F_e + F_a \quad (V-13)$$

Tableau V-4 : Tableau récapitulatif du bilan total pour comparaison des diamètres.

D _N ext[mm]	D _N int[mm]	E[kwh]	F _e [DA]	Longueur [m]	prix unitaire[DA]	F[DA]	bilan total
250	220.4	1043161255	4172645020	1601,95	3300	475779,15	4173120799
315	277.6	978862888	3915451552	1601,95	4000	576702	3920353519
400	352.6	957063616	3828254464	1601,95	5000	720877,5	3828975342

Nous avons trouvé que le diamètre économique est de 400 mm mais le diamètre technique-économique est de 315 mm qui vérifie les vitesses et les frais sont moins importants que celui du 250 mm.

V.6.6 Choix de la pompe

Nous allons utiliser le logiciel Caprari qui est un outil de comparaison de pompe qui nous fournit toute les informations nécessaires afin de faire le bon choix des pompes qui sont basés sur les critères suivants :

- Nombre minimal de pompes ;

- Rendement plus important ;
- NPSH requis minimum ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Le nombre de tours par minute plus important.

Nous avons fait une comparaison entre les pompes monoblocs à axe horizontal les résultats se présente dans le tableau suivant :

Tableau V-5 : Les différentes variantes de pompes.

Type de pompe	nombre	Q [l/s]	η [%]	HMT [m.c.e]	Puissance [kw]	N [tr/min]	Fréquence [hz]	NPSH requis [m]
PM150	1	79	79.6	136	133	1450	50	2.87
PM125	1	72.9	75.7	135	132	2950	50	6.41
PM100	2	79	77.4	136	135	2900	50	4.35
PM125 /2A	2	73.8	75.5	135	129	1450	50	1.77
PM80	3	79.8	75.5	136	141	2900	50	4.19

Avec :

F : Fréquence [Hz] ;

η : Rendement [%] ;

D'après les critères de choix de pompe nous choisissons la pompe PM150, d'abord elle satisfait les besoins de la commune et la hauteur manométrique totale et aussi pour le nombre de pompe minimal, le meilleur rendement avec un NPSH requis minime et une puissance absorbée de 133 KW , la figure V-1 représente les courbes caractéristique de la pompe .

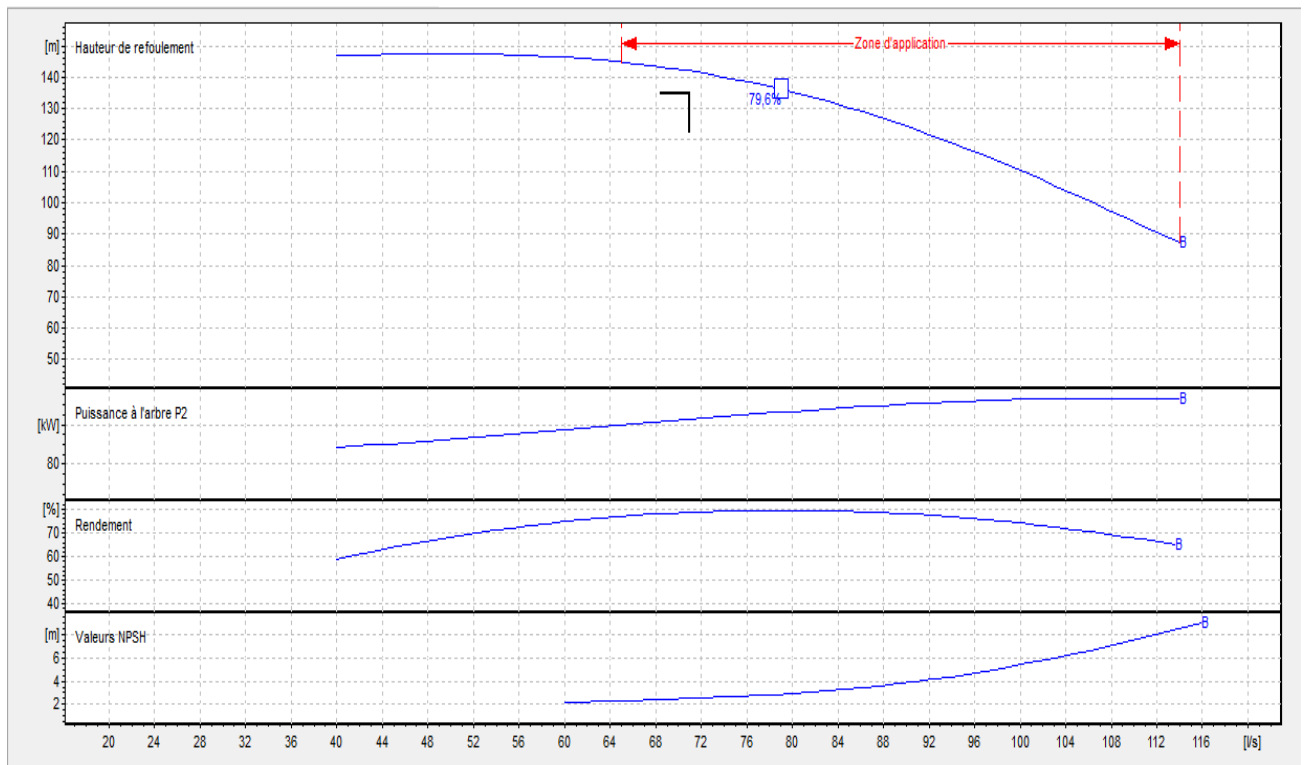


Figure V-1 : Les courbes caractéristiques de la pompe PM150.

(Source : Logiciel Caprari)

Voir annexe V pour consulter la fiche technique de la pompe PM150

V.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé le diamètre économique de la conduite d'adduction afin de véhiculer le débit nécessaire pour alimenter l'agglomération, et ceci en utilisant la méthode des frais d'exploitation et d'amortissement qui est la plus adaptée au pompage de 20 h, ensuite nous avons choisi la pompe adéquate qui assure la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charges et alimenter le réservoir. Nous avons trouvé un diamètre nominal de 315 mm, qui véhicule un débit de 70.92 l/s, et une pompe d'une hauteur manométrique totale de 136 m.c.e et d'après le logiciel utilisé Caprari nous avons trouvé la pompe PM150.

Chapitre 6 :

Etude des réservoirs

VI.1 Introduction

Le réservoir d'alimentation en eau est un ouvrage hydraulique dont un de ses rôles importants est de relier le réseau de distribution à la source d'eau qui est l'adduction. Il a divers fonctions dans un système d'alimentation en eau potable. Pour cela nous allons vérifier si les réservoirs existants dans cette agglomération suffiront, ou nous devons projeter d'autres réservoirs pour satisfaire les besoins eu eau de la commune.

VI.2 Rôles des réservoirs

Nous citons ci dessous les différents rôles du réservoir :

- Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- Joue le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- Assurer la réserve d'incendie ;
- Joue le rôle de relais ;
- Joue le rôle supprimeur.

VI.3 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau ;
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation ;

- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

VI.4 Choix du type du réservoir

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- Soit complètement enterré ;
- Soit semi enterré ;
- Soit surélevé.

Dans le cas de notre projet, nous avons un réservoir existant d'une capacité de 1000 m³ semi enterré de forme circulaire construit en béton armé d'une hauteur de 4 m est d'une cote de 470m d'altitude.

VI.5 Equipement du réservoir

- Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :
- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite de trop-plein ;
- Du système de matérialisation d'incendie ;
- D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides.

VI.6 Détermination de la capacité du réservoir

Pour satisfaire les besoins de l'agglomération à tout moment de la journée précisément les heures de pointe nous devons calculer le volume économique du réservoir à partir des débits entrants et les débits sortants (consommés) au long de la journée.

VI.6.1 Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recours soit à la méthode graphique, soit à la méthode analytique.

- la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage, la capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.
- la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

VI.6.2 Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison d'heures d'apport qui est de 20 heures par jour.

En conséquence , la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous en ajoutant la réserve minimale d'incendie estimé à 120 m³ .

VI.6.2.1 Calcul du volume utile

$$V_u = \frac{\alpha(\%) \times Q_{max,j}}{100} \quad [m^3] \quad (VI-1)$$

Avec :

V_u : Volume utile du réservoir ;

α : Pourcentage du volume maximal ;

$Q_{max,j}$: Débit maximal journalier.

VI.6.2.2 Calcul du volume total :

$$V_t = V_u + V_{inc} \quad [m^3] \quad (VI-2)$$

Avec :

V_{inc} : Volume d'incendie qui est de 120 m³.

Tableau VI-1: Calcul du volume du réservoir.

(h)	Consommation [%]	Refoulement [%]	Départ [%]	Arrivé [%]	Reste dans le Réservoir
0-1	1,5	0	1,5	-	8,5
01 02	1,5	0	1,5	-	7
02 03	1,5	0	1,5	-	5,5
03 04	1,5	0	1,5	-	4
04 05	2,5	5	-	2,5	6,5
05 06	3,5	5	-	1,5	8
06 07	4,5	5	-	0,5	8,5
07 08	5,5	5	0,5	-	8
08 09	6,25	5	1,25	-	6,75
09 10	6,25	5	1,25	-	5,5
10 11	6,25	5	1,25	-	4,25
11 12	6,25	5	1,25	-	3
12 13	5	5	0	0	3
13-14	5	5	0	0	3
14-15	5,5	5	0,5	-	2,5
15-16	6	5	1	-	1,5
16-17	6	5	1	-	0,5
2	5,5	5	0,5	-	0
18-19	5	5	0	-	0
19-20	4,5	5	-	0,5	0,5
20-21	4	5	-	1	1,5
21-22	3	5	-	2	3,5
22-23	2	5	-	3	6,5
23-24	1,5	5	-	3,5	10

D'après les valeurs du tableau le plus grand pourcentage restant dans le réservoir est de 10 % donc :

Le volume utile du chef lieu de Benairia seul est de :

$$V_u = \frac{10(\%) \times 4890.15}{100} = 489,015 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_u + V_{inc} = 489,015 + 120 = 609.015 \text{ m}^3$$

Et le volume utile de la commune de Benairia en tenant compte des autres régions est de :

$$V_u = \frac{10(\%) \times 5106.24}{100} = 510.624 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_u + V_{inc} = 510,624 + 120 = 630.624 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir existant destiné à l'alimentation du chef lieu est de 1000 m³ plus la capacité du réservoir destiné à alimenté les autres régions est de 500 m³, alors que le volume calculé est de 630.624 m³ pour toute la localité, c'est pour cela que les réservoirs existants sont suffisant pour assurer les besoins de l'agglomération.

VI.7 Entretien des réservoirs

Les réservoirs doivent être sous surveillance permanente pour cela on appliquera des soins particuliers tels que :

- Couvrir les réservoirs pour raison d'hygiène et de sécurité pour les protéger contre les corps étrangers et les variations de température ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelle de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Toutes les vannes sont disposées dans la chambre de manœuvre ;
- Remise en service ;

- Inclure l'entretien des parties métalliques comme les portes, échelles, équipement hydrauliques et cheminées d'aération ;
- Isolement et vidange du réservoir, s'effectue que lorsque la quantité d'eau stockée dans le réservoir est la plus faible pour éviter le gaspillage d'eau et perte de temps ;
- Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible.

VI.8 Recommandations

- Eviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations ;
- Aménager les évacuations pour les eaux pluviales ;
- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues.

VI.9 Conclusion

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir si nous devons projeter un réservoir ou bien que le réservoir existant pourra suffire aux besoins de notre population. Dans notre cas, nous avons utilisé la méthode analytique pour le calcul du volume utile du réservoir et en ajoutant le volume d'incendie qui est de 120 m^3 , nous avons trouvé un volume total de 630.624 m^3 , sachant que le volume des réservoirs existants est de 1500 m^3 , nous avons déduit que ces derniers sont largement suffisant pour satisfaire les besoins en eau de l'agglomération.

Chapitre 7 :

Protection contre le régime transitoire

VII.1 Introduction

Le coup de bélier est un phénomène de surpression qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture/ouverture rapide d'une vanne, d'un robinet ou du démarrage/arrêt d'une pompe.

Cette surpression peut être importante, elle se traduit souvent par un bruit caractéristique, et peut entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement. Ce problème peut être résolu avec la mise en place d'un anti bélier.

Le but du chapitre repose sur la protection des conduites contre le phénomène transitoires qui est le coup de bélier.

VII.2 Définition du coup de bélier

Se sont les variations de pression provoquées par une prompt modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation.

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement

VII.3 Les causes du coup de bélier

On citera si dessous différentes origines et causes du coup de bélier qui se résume en :

- Les coupures brusques d'électricité ;
- Manœuvre rapide d'ouverture ou de fermeture des robinets vannes ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- La modification de la vitesse d'une pompe ;
- Implosion d'une poche de cavitation ;
- Arrêt et démarrage d'une pompe ;
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- Variation d'un plan d'eau.

VII.4 Les risques liés au coup de bélier

Le coup de bélier engendre plusieurs risques due aux :

VII.4.1 Fortes pressions

C'est quand la somme de la surpression dans les conduites et la pression initiale dépassent la pression maximale admissible, ceci provoque :

- La fissuration et la rupture des conduites ;
- La dislocation et déboitement des joints.

VII.4.2 Pressions négatives

C'est l'apparition d'une pression négative à l'intérieur de la conduite ,quand la pression devient inférieure à 10 m.c.e ,il produit :

- Une poche de cavitation ;
- Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion ;
- Aspiration des joints ;
- La détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

VII.4.3 Fatigue de la conduite

L'alternance des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

- Dégradation des conduites ;
- Perte d'étanchéité ;
- Ovalisation ou aplatissement ;
- Sollicitation des butées ;
- Rupture des conduites ;
- Aspiration d'eaux polluées par les fuites.

VII.5 Les différentes phases du coup de bélier

Selon l'analyse physique du coup de bélier, ce dernier se divise en 4 phases qui sont pour le cas de refoulement :

VII.5.1 Phase 1

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

VII.5.2 Phase 2

Suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire

$\frac{2L}{a}$ Depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

VII.5.3 Phase 3

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

VII.5.4 Phase 4

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

VII.6 Les moyens de protection contre le coup de bélier

Le principe des moyens de protection contre le coup de bélier est de limiter les surpressions ainsi que les dépressions dans les conduites, les appareils utilisées sont :

- Soupapes de décharges qui interviennent dans les cas de surpression ;
- Volant d'inertie qui intervient dans les cas de dépression;
- Cheminées d'équilibres qui interviennent dans les cas de dépressions et surpressions ;
- Réservoirs d'air anti bélier qui interviennent dans les cas de dépressions et surpressions ;
- Ballon hydropneumatique qui intervient dans les cas de dépressions ;
- Les organes d'étranglements tels que le diaphragme, tuyère, clapet ;

VII.6.1 Volants d'inertie

La spécificité de ce moyen est qu'il continue à assurer l'alimentation de la veine liquide, et ce malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Ce volant qui est placé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie cinétique accumulée pendant la marche en régime normal au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, et donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier. En d'autres termes, la vitesse de rotation diminue lentement et il en est de même de son débit, ce procédé est utilisé seulement pour limiter les dépressions.

VII.6.2 Soupapes de décharge

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger, dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimée généralement à environ 1.04 à 1.10 de la pression maximale admissible. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace, les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement.

VII.6.3 Cheminée d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical. Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais malheureusement on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes et grandes.

VII.6.4 Les réservoirs d'air

Le réservoir d'air est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. Ces appareils sont aussi appelés "accumulateur, cloche à air, ballon d'air, réservoir anti-bélier.

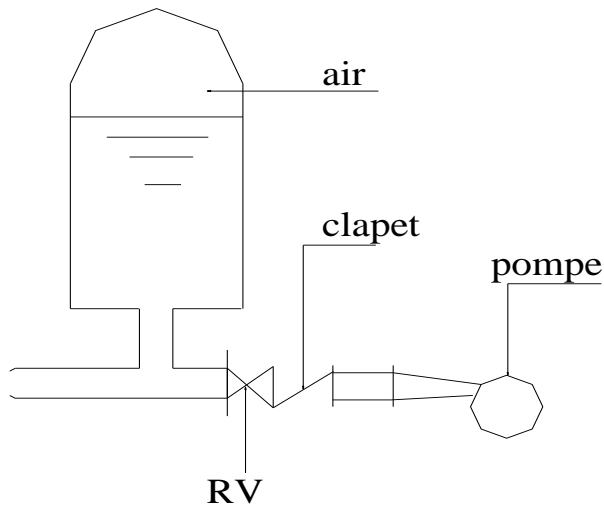


Figure VII-1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier.

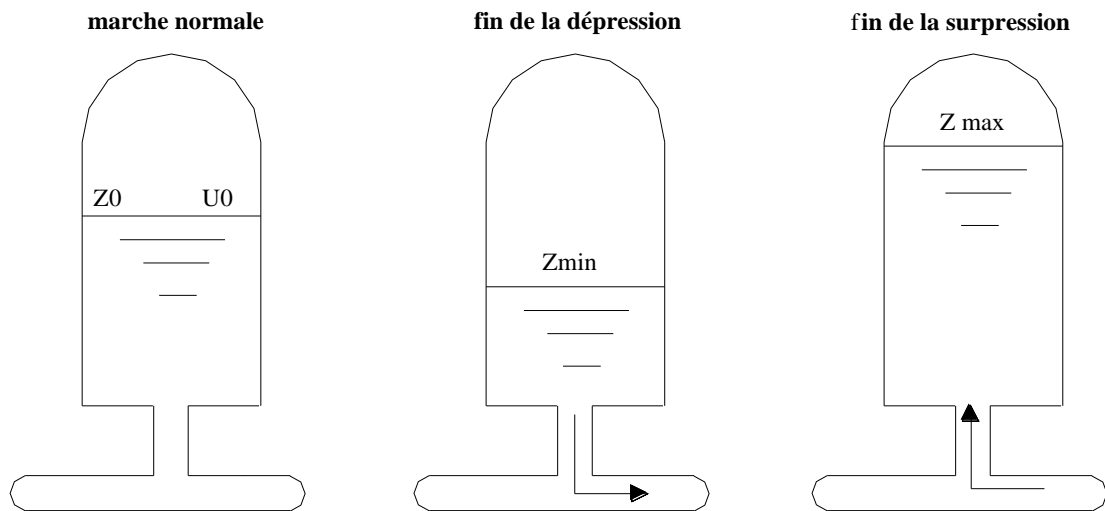


Figure VII-2: Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

Dans notre cas on propose le réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier.

VII.7 Dimensionnement des réservoirs d'air

Le rôle du réservoir d'air est d'atténuer les surpressions et dépressions pour réduire la fatigue de la conduite et aussi d'alimenter la veine liquide après arrêt de pompe,

Il existe deux méthodes de calcul :

- Méthode de VIBERT ;
- Méthode de BERGERON.

Dans notre cas nous utiliserons la méthode de VIBERT car :

- Méthode graphique simplifiée ;
- Abstraction des pertes de charges dans les conduites ;
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

VII.7.1 Etape du calcul simplifié d'un réservoir d'air

- Déterminer la valeur maximale du coup de bélier.
- Déterminer la pression au moment du retour de l'onde (Valeur max du coup de bélier + H_0).
- Comparer la valeur obtenue ci-dessus avec la pression admissible dans la conduite (P_{adm}).
- Calculer la valeur de Z_0 :
 $Z_0 = H_0 + 10$ (Pression absolue).
- Calculer la valeur de Z_{max} :
 $Z_{max} = P_{adm} + 10$ (Pression absolue).
- Calculer Z_{max} / Z_0 .
- Calculer la valeur de h_0 :

$$h_0 = v_0^2 / 2g$$

- Calculer h_0 / Z_0 .
- Lire sur l'abaque de VIBERT les valeurs de $(U_0 / L S)$ et (Z_{min} / Z_0) en utilisant respectivement les valeurs de Z_{max} / Z_0 et h_0 / Z_0 .
- Déduire la valeur de U_0 .
- Déduire la valeur de U_{max} tout en sachant que : $U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min}$.

VII.7.2 Calcul des surpressions et dépressions

Nous calculons dans cette partie la valeur maximale des surpressions et dépressions au niveau des conduites et cela avec les formules suivantes :

$$H_s = H_g + H_{max} \quad (\text{VII-1})$$

Pour la surpression avec :

H_s : La surpression [m] ;

H_g : Hauteur géométrique [m];

H_{max} : Hauteur maximale de surpression [m].

$$H_d = H_g - H_{max} \quad (\text{VII-2})$$

Pour la dépression avec :

H_d : La dépression [m];

H_{max} : Hauteur maximale de dépression [m].

Calcul de H_{max} :

$$H_{max} = \mp \frac{cV_0}{g} \quad (\text{VII-3})$$

Avec :

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal [m/s] ;

g : Pesanteur [9.81 m²/s] ;

c : Vitesse de célérité.

Calcul de la vitesse de célérité

$$c = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{0.5}}{\left(1 + \frac{k \times D}{E \times e}\right)^{0.5}} \quad (\text{VII-4})$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau avec $K = 2,07 \times 10^3$ Mpa;

ρ : Masse volumique de l'eau avec $\rho = 1000$ kg / m³ ;

E: Module de Young du matériau de la conduite avec $E_m = 1.2 \times 10^3$ Mpa pour le PEHD ;

e : Epaisseur de la conduite avec $e=18.7$ mm ;

D : Diamètre de refoulement avec $D=277.6$ mm ;

$$c = \frac{\left(\frac{2.07 \times 10^3}{1000}\right)^{0.5}}{\left(1 + \frac{2.07 \times 10^3 \times 277.6}{1.2 \times 10^3 \times 18.7}\right)^{0.5}} = 278.92 \text{ m/s.}$$

Calcul de la vitesse d'écoulement

$$V_0 = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{VII-5})$$

Avec :

Q : débit refoulé [m^3/s] ;

D : Diamètre de refoulement [m].

$$V_0 = 1.172 \text{ m/s}$$

La valeur de la hauteur de surpression et dépression maximale

$$H_{max} = \mp 33.33 \text{ m}$$

Pour $H_g=130$ m ;

La valeur de surpression est de :

$$H_s = 130 + 33.333 = 163.33 \text{ m}$$

La valeur de dépression est de :

$$H_d = 130 - 33.33 = 96.66 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = 163.33 + 10 = 173.33 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 140 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1.172^2}{2 \times 9.81} = 0.07m$$

Alors :

$$\frac{h_0}{Z_0} = 5 \times 10^{-4}$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = 1.238$$

A partir de l'abaque de VIBERT nous tirons :

$$\frac{U_0}{LS} = 1.4 \times 10^{-2}$$

$$\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.819$$

Nous obtiendrons :

$$U_0 = 1.4 \times 10^{-2} \times L \times S = 1.4 \times 10^{-2} \times 1601.95 \times 0.0604 = 1.3567 m^3$$

$$U_0 = 1356.7 \text{ litres d'air}$$

Et puisque $U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min}$

$$U_{max} = U_0 \times \left(\frac{Z_0}{Z_{min}} \right) = \frac{1356.7}{0.819} = 1656.53 \text{ litres d'air}$$

Après normalisation nous avons trouvé : un réservoir de 1500 litres d'air d'une référence de LRI 1500 B * de la marque réservoir Fayat group

VII.8 Conclusion

Le but du chapitre était de trouver le moyen de protection le plus adapté contre le régime transitoire (coup de bélier) . ce qui nous à conduit à choisir les réservoirs d'air pour les avantages qui offrent , parmi ces avantages c'est qui sont adaptés aux surpressions et dépressions, après calcul nous avons trouvé un volume d'air maximal nécessaire pour vaincre le coup de bélier de 1656.53 litres d'air et un volume d'air minimale de 1356.7 litres d'air , après normalisation nous avons choisi un réservoir d'air d'une capacité de 1500 litres d'air .

Chapitre 8 :

Pose canalisation

VIII.1 Introduction

La durée de vie d'un réseau d'alimentation en eau potable ou bien une adduction, dépend de la pose canalisation de ces derniers, pour diminuer les effets de contraintes agissant sur les canalisations, nous devons prévoir une meilleur pose, et ceci selon le terrain de pose et le type de canalisations et d'accessoires, nous citons quelques conditions a suivre :

- Poser la conduite avec une légère pente pour créer un point bas pour le vidange et un point haut pour évacuation d'air lors du remplissage ou bien pendant le fonctionnement.
- L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel.

VIII.2 Types de pose canalisation

VIII.2.1 Pose canalisation dans un terrain ordinaire

Dans notre cas nous avons un terrain ordinaire la pose canalisation s'effectuera selon des conditions qui sont les suivantes:

VIII.2.1.1 Pose

- Lit de pose d'une épaisseur de 10 cm en-dessous de la génératrice inférieure extérieure, en sable de carrière concassé;
- L'enrobage d'une épaisseur de 20 cm au-dessus de la génératrice supérieure extérieure, en sable de carrière concassé et mise en place du grillage avertisseur bleu ;
- Les remblais sont systématiquement effectués avec des matériaux d'apport conformes à la réglementation en vigueur, compatibles avec les recommandations éventuelles issues de l'étude géotechnique et permettant à l'entreprise de respecter les objectifs de densification adaptés au type de chaussée ;
- Les tuyaux seront posés de préférence butés ;
- Les tuyaux seront posés avec un minimum de 0.80 m de couverture par rapport à la génératrice supérieure ;

En phase de réalisation et en fonction de l'épaisseur de la structure de chaussée (phase provisoire ou le recouvrement sur la conduite peut être faible) une adaptation devra être prévue (remblaiement anticipé, merlon, interdiction de circulation d'engins..).

- Les robinets vanne seront posés avec un sens de fermeture antihoraire.

VIII.2.1.2 Tracé

- Pente minimale de 5 mm/m ;
- Les émergences sur chaussée devront être positionnées hors bande de roulement, bordure et caniveau.

VIII.2.1.3 Accès (Hors voirie)

Toutes canalisations d'eau potable principales (c'est-à-dire desservant plusieurs logements ou bâtiments), posées hors voiries sur une parcelle privée et vouée à la rester, doit pouvoir être accessible pour des interventions ultérieures de maintenance ou de réparations. De ce fait, sur ce type de canalisation, aucune plantation ou construction ne devra se faire dans une bande de 2 mètres de part et d'autre de l'axe de la canalisation et il devra être aménagé une piste d'accès d'une largeur minimale de 4 mètres pour permettre le passage d'engins d'exploitation.

Cette piste doit pouvoir supporter le passage d'un engin lourd de 19 Tonnes pour l'exploitation future.

VIII.2.1.4 Servitude

D'une manière générale, les servitudes sont à éviter, Si, toutefois les conditions techniques imposaient un passage des canalisations principales de desserte en parcelle privée et vouée à le rester, hors voiries, alors une servitude de passage devrait être produite avant la pose du réseau. Cette servitude précisera qu'aucune plantation ou construction n'est autorisée dans une bande de 2 mètres de part et d'autre de l'axe de la canalisation et définira les modalités d'accès et d'exploitation du réseau. Dans l'hypothèse de réseau profond (supérieure à 2 mètres de profondeur par rapport à la génératrice supérieure de la canalisation), la largeur de la servitude pourra être augmentée pour permettre le renouvellement de la conduite.

VIII.2.1.5 Etapes de pose canalisation

VIII.2.1.5.1 Vérification, manutention des canalisations

Nous devons vérifier :

- Les quantités
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité
- Le marquage en cas de défaut

VIII.2.1.5.2 Décapage de la couche de terre végétale et goudron

Dans le cas de présence d'une couche végétale ou bien du goudron, on procède au décapage de ces derniers avant d'entamer l'excavation.

VIII.2.1.5.3 Excavation des tranchées

L'excavation des tranchées s'effectue selon les caractéristiques du terrain avec une profondeur minimale de 1 m et ceci pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau aux moments d'importantes températures ;
- Ne pas gêner l'exploitation de la terre ;
- Protection des canalisations contre le gel.

VIII.2.1.5.4 Aménagement du lit de sable

- Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0.1mm ;
- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur le côté de la tranchée, de façon à éviter leur chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée ;
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pente soit constante entre les points de changement de pentes prévus, ne pas oublier les légères pentes indispensables en terrain horizontal. Ce nivellement exige d'autant plus de soin que la pente est plus faible ;
- Eviter de placer les tuyaux sur tasseau, ceux-ci concentrent les efforts d'écrasement, et de plus, leur emploi fait travailler les tuyaux à la flexion ;
- Préparer un fond de fouille bien rectiligne, de manière que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur. Plus le tuyau est d'un diamètre important plus la surface d'appui doit être soignée et aménagée pour épouser la forme du tuyau. L'idéal est un lit présentant un angle d'appui de 90° ;

- Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même des dalles de répétition.

VIII.2.1.5.5 Pose de la conduite

Les conduites forment une chaîne, donc si un seul élément est mal posé ou est défectueux, il constitue un point faible à la qualité de la conduite entière pour cela on doit :

- S'assurer qu'il y'a aucun corps étranger à l'intérieur des tuyaux ;
- Vérifier le bon état des revêtements intérieurs et extérieurs, en cas de détérioration, on répare le revêtement ou bien on coupe la partie abimée ;
- Utilisation d'un engin de levage de puissance et dimension adéquate à la pose de conduite ;
- Vérification régulière des alignements des tuyaux ;
- Emploie de la terre meuble ou bien du sable pour l'alignement des conduites ;
- Boucher les extrémités des tronçons de conduite en cas d'arrêt de pose pour éviter introduction des corps étrangers ou les animaux ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé

VIII.2.1.5.6 Assemblage des conduites

Le choix de la technique d'assemblage des conduites tient compte du diamètre du tube. ces techniques sont représentées sur la figure VIII-1

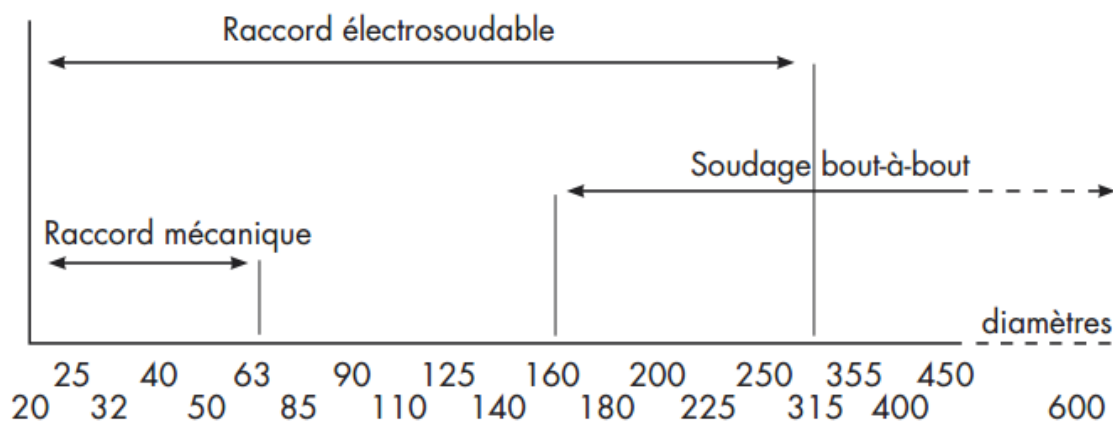


Figure VIII-1 : figure représentant le type de raccordement en fonction des diamètres de conduites.

(Source : STRPE, 2014.)

Il aussi important de s'assurer de la disponibilité du matériels selon la technique :

- Pour les raccords mécaniques : clés spécifiques et/ou dynamométriques, grattoir adapté ;
- Pour les raccords électro soudables : positionneur – redresseur, grattoir, pour le nettoyage, utiliser du "solvant dégraissant" sous forme de lingettes prêtes à l'emploi, désouvalisateur, automate de soudage et groupe électrogène ;
- Pour le soudage bout à bout : machines et accessoires.

VIII.2.1.5.7 Essai sur les canalisations en place

Avant le remblayage nous devons effectuer un essai à la pression d'épreuve ,pour s'assurer que les conduites et les joints fonctionnent très bien et qu'il n'ya Pas de fuite au niveau des canalisations et pour le faire :

- Effectuer le remplissage des conduites qui exige l'évacuation complète de l'air. On remplit la conduite lentement, avec un débit de l'ordre de 1/20 à 1/15 de son débit prévu. Cette précaution est indispensable pour donner à l'air le temps de s'accumuler au point haut et enfin de s'échapper par les ventouses.
- On veille à ce que les robinets vannes placés a la base de ces appareils soit ouvert ;
- On utilise des robinets-vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de l'eau ;
- S'il s'agit d'une conduite de refoulement, se servir de pompe pour remplir par le bas, en limitant le débit à la valeur indiquée ci-dessus.

L'aval de la canalisation est clôturé par une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe d'épreuve est branchée, on lui applique une pression d'essai égale à la pression à laquelle sera soumise majorée de 50 %, la variation de la pression doit rester à 0, 2 Bars.

VIII.2.1.5.8 Remblai des tranchées

Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures, fixes et mobiles et au remblai, donc il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ces derniers.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flancs. On poursuit jusqu'à obtenir une

couche bien damée de 20cm au dessous de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. En terrain agressif, on emploie comme remblai, une terre chimiquement neutre, ou mieux, une terre dont on aura rendu la réaction alcaline par addition de chaux, la figure VIII-2 représente le remblayage des fouilles .

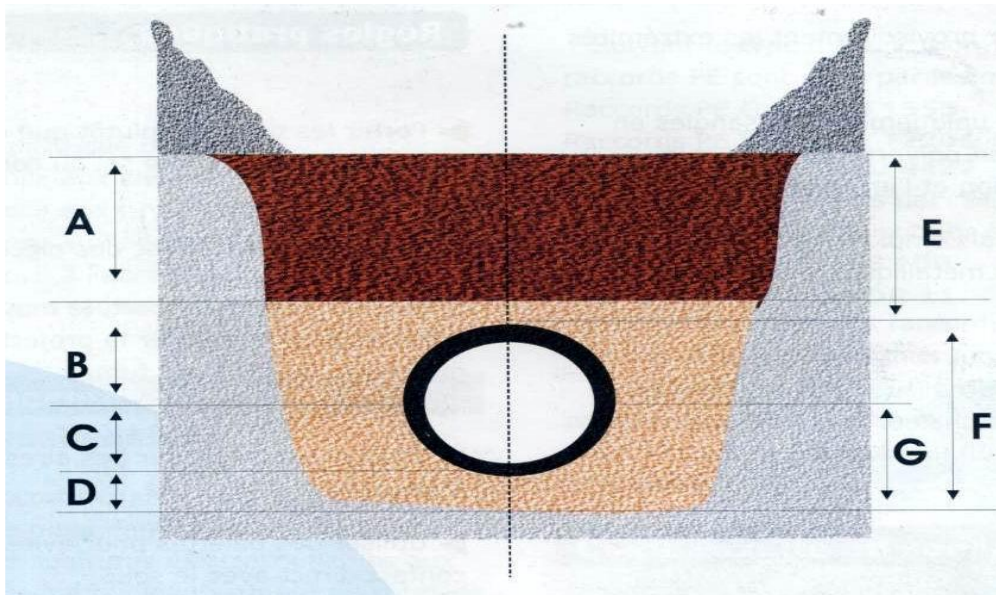


Figure VIII-2 : Remblayage des fouilles.

A : Remblai supérieur.

B : Remblai de protection.

C : Assise

. D : Lit de pose.

E : Hauteur de couverture.

F : Enrobage.

G : Appui.

VIII.2.2 Pose canalisation dans un mauvais terrain

VIII.2.2.1 Terrain peu consistant

On pose la canalisation sur semelle pour éviter le mouvement de cette dernière, la semelle est construite en béton armé, en fonction de la nature du sol elle peut être continue ou pas.

VIII.2.2.2 Terrain mouillé

On utilise un moyen de drainage couvert d'un lit de gravier de gros diamètre ensuite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

VIII.2.3 Pose canalisation en galerie

Les canalisations de diamètre important sont placées sur des madriers et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieure et reposent sur des tasseaux en béton, on place les robinets vannes des deux cotés de la route.

VIII.2.3.1 Pose canalisation qui traverse les routes

Nous devons prévoir des gaines (buses de diamètre supérieur) dont les conduites seront introduites dedans pour les protéger contre le choc et les vibrations qui causent la rupture et les infiltrations nuisibles.

Nous allons prévoir également des butées dans les changements de direction qui empêche la rupture des soudures à ces niveaux et le déboitement des joints.

VIII.2.3.2 Pose canalisation qui traverse les rivières

Dans le cas ou y'a pas de pont route qui traverse la rivière, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, mais elle doit être posée sur des ouvrages spéciaux (tasseau) ,pour la protéger on utilise des conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux cotés de la Conduite.

VIII.3 Installation des Accessoires

VIII.3.1 Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus capables d'assurer un débit minimum 17 [l/s] avec une pression de 10 m.c.e (1 bar).

VIII.3.2 Ventouses

Les ventouses sont des organes de protection du réseau. qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air, Elles permettent de chasser l'air des canalisations autant lors de la mise en service qu'en exploitation.

VIII.3.3 Robinets de vidange

Les robinets de vidange sont des organes de protection du réseau. Elles permettent de vidanger les canalisations autant lors d'interruption de service qu'en exploitation. Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

VIII.3.4 Robinets vannes

Se sont des organes de sectionnement et/ou de régulation placés au niveau de chaque nœud, ils permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » Celle ci est introduite dans une bouche a clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

VIII.3.5 Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau de retourner en arrière (sens contraire de l'écoulement prévu). On peut les utiliser comme soupape pour éviter le choc aux fortes pressions.

VIII.4 Conclusion

Dans la pratique on rencontre différent obstacles pour cela nous devons citer les différentes méthodes de pose canalisation possible dans un projet pour les éviter, en fonction de la nature du sol, du réseau, les obstacles rencontrées pour assurer le bon fonctionnement des conduites et des accessoires utiliser et augmenter la durée de vie de ces derniers, et les différentes étapes pour assurer ces derniers .

Chapitre 9 :

Organisation de chantier

IX.1 Introduction

L'organisation de chantier c'est l'ensemble des tâches et des travaux réalisés sur chantier en suivant des ordres et des lois bien déterminés pour réaliser les opérations de suivi de chantier et améliorer la gestion de chantier.

Notre objectif dans ce chapitre est de déterminer les étapes et le volume des travaux réalisés dans notre projet, les moyens (engins) utilisés pour assurer les meilleures conditions de travaux.

IX.2 Suivi de chantier

IX.2.1 Définition

Le suivi de chantier peut être défini par l'ensemble des mesures et les paramètres à prendre et surveiller afin que la réalisation d'une prestation de l'entreprise se réalise de la meilleure manière. Il faut donc procéder à une mise en place d'indicateurs permettant de contrôler le coût et la qualité.

IX.2.2 Etapes du suivi de chantier

- Contrôler techniquement ;
- Gérer le personnel ;
- Animer l'équipe ;
- Suivre les matériels, main d'œuvre, matériaux ;
- Contrôler l'avancement des travaux ;
- Contrôler les factures ;
- Gérer les relations entre les fonctionnaires de chantier ;
- Analyser les résultats (matériels, main d'œuvre, matériaux).

IX.2.3 Importance du suivi de chantier

Le bon déroulement du chantier implique :

- Absence d'accident ;
- Contrôle de planning ;
- Gestion des matériels et leur utilisation ;
- Arrivage et contrôle positif des matériaux.

IX.3 Installations de chantier

IX.3.1 Installations destinées aux personnels :

Englobe les dortoirs, réfectoires, locaux administratifs, vestiaires, sanitaires, locaux de divertissements, infirmerie, ces installations généralement sont destinés aux grands projets comme la construction des barrages..ect.

IX.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Les canalisations doivent être bien rangées pour éviter les fissurations de ces dernières et les bien transporter, empêcher les débris de se poser à l'intérieur des conduites, contrôler le lit de sable afin qu'il ne soit pas mélangé avec des pièces dures, ne pas laisser les accessoires en acier à la portée de l'eau pour qu'il ne se corrode pas.

IX.3.3 Installations destinées à l'entretien et la réparation des engins

Ce sont des ateliers de mécanique, électricité, dégraissage et lavage, ces ateliers doivent être soutenus par :

- Un magasin de pièces de rechange ;
- Station de carburant fixe ;
- Station de carburant mobile.

IX.4 Classification des chantiers

IX.4.1 Classification selon le lieu

- Chantier en site urbain ;
- Chantier en site rural en plaine ;
- Chantier en site rural en montagne ;
- Chantier en site fluvial ;
- Chantier en site maritime ;
- Chantier en site souterrain ;
- Chantier en site à l'étranger.

IX.4.2 Classification selon la nature de travaux

- Chantier de construction d'autoroute et de piste d'aérodrome ;
- Chantier de construction de grands ouvrages en béton (barrages, central nucléaire..);
- Chantier de construction d'ouvrages d'art (ponts, les écluses..) ;
- Chantier de construction ferroviaire (chemin de fer, tramway...) ;
- Chantier de construction divers habitations, réservoirs ;
- Chantier de construction fluviale (canaux, digues..) ;
- Chantier de construction maritime (ports, jetées..) ;
- Chantier de construction souterraine (tunnels, galeries..) ;

IX.5 Terrassements

IX.5.1 Etapes de terrassements

Il existe plusieurs étapes de terrassement et cela dépend du type de travaux réalisé, on cite les plus répandus et les plus généraux :

- Piquetage ;
- Déblais ;
- Transport ;
- Remblais ;
- Compactage ;
- Réglage.

Dans un projet d'alimentation en eau potable :

- Décapage de la couche végétale ou bien le goudron ;
- Excavation du sol ;
- Le lit de sable ;
- Pose des conduites ;
- Assemblage des conduites et des accessoires ;
- Essaie hydraulique et de pression sur les canalisations ;
- Remblais.

IX.5.2 Sols à terrasser

On distingue deux catégories de sol :

IX.5.2.1 Terrain meuble

- Terrain légers comme la terre végétale, sable sec, graviers fin ;
- Terrains ordinaire comme la terre végétale humide, terre grasse mêlée de sable, sable humide ; sable humide. sable argileux compacte, graviers fin argileux, gros graviers.
- Terrains lourds comme terre grasse mêlée de pierre, terre argileuse, gros graviers argileux compacte argile, marne et éboulis dégagés.
- Terrains très lourds comme l'argile humide, marne compacte, ardoise friable, pierres calcaire crevassées, rocher décomposé.

IX.5.2.2 Les terrains rocheux

- Les roches tendres : calcaires tendres, craie, grés, l'ardoise compacte, les conglomérats ;
- Les roches dures : calcaire durs, certain granites, gneiss ;
- Les roches très dures : granites compacte, gneiss compacte, quartz quartzites, syénites, paraphyses, basaltes.

IX.6 Choix d'engins

En général nous avons deux engins pour la conception du réseau d'alimentation en eau potable :

- La pelle en rétro pour les excavations et le chargement des déblais ;
- Les chargeurs pour les remblais des tranchés.

IX.6.1 La pelle en rétro

Les pelles en retro conviennent à tous les types de terrains. Ils sont destinés à l'exécution des déblais et leur chargement. Leur cycle de travail se compose de :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ;

- Temps de remise en position des déblais.

IX.6.2 Le chargeur

Il convient aux grands travaux, ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, il sert à charger les sols, les transporter, et les décharger.

IX.7 Calcul des volumes de terrassement

IX.7.1 Calcul du volume de décapage de la couche végétale ou le goudron

Pour pouvoir excaver le sol, on doit d'abord décapier la couche végétale ou le goudron et pour calculer le volume total de décapage, on utilise la formule suivante :

$$V_{dec} = L \times l \times e_d \quad (IX-1)$$

Avec :

L : Longueur de la conduite [m] ;

l : Largeur de la conduite [m] ;

e_d : Hauteur de décapage qui varie entre 10 cm à 20 cm.

Le calcul de la largeur de tranchée se fait comme suit :

$$l = (d \times 2) + D \quad (IX-2)$$

Avec :

d : Distance entre la conduite et le fruit de talus qui est à 0.5 m ;

D : Diamètre de la conduite [m].

Le tableau suivant représente le volume total de décapage de couche végétale ou goudron :

Tableau IX-1: Volume de décapage la couche végétale ou goudron.

Diamètre D[mm]	Longueur de la conduite L [m]	Largeur de la tranchée l[m]	Hauteur de décapage e_d [m]	Volume du décapage de la couche [m ³]
300	178,8	1,3	0,15	34,866
200	155,7	1,2	0,15	28,026
150	218,3	1,15	0,15	37,656
125	612,74	1,125	0,15	103,399
100	777,7	1,1	0,15	128,320
75	1497,17	1,075	0,15	241,418
50	1180,61	1,05	0,15	185,946
total	4621.02		total	759,633

Nous avons trouvé un volume de décapage qui est égale à 759,633 m³.

IX.7.2 Excavation des tranchées

Après le calcul du volume de décapage on entame le calcul du volume d'excavation, pour une seule conduite on le calcule comme suit :

$$V_e = l \times H \times L \quad (\text{IX-3})$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée qu'on calcule à l'aide de la formule suivante :

$$H = e_s + D + h \quad [\text{m}] \quad (\text{IX-4})$$

Avec :

e_s : Hauteur du lit de sable qu'on la prend 0.1 m;

h : Hauteur du remblais, on prend 1m.

Dans le cas où nous avons plusieurs conduites on calcule la largeur avec la formule suivante :

$$l = 0.3 \times (N - 1) + (d \times 2) + (D \times N) \quad [\text{m}] \quad (\text{IX-5})$$

Avec :

N : Nombre de conduites.

Tableau IX-2: Volume d'excavation de la tranchée.

Diamètre D[mm]	Longueur de la conduite L [m]	Largeur de la tranchée l[m]	La profondeur de la tranchée[m]	Volume d'excavation de des tranchées [m ³]
300	178,8	1,3	1,4	325,416
200	155,7	1,2	1,3	242,892
150	218,3	1,15	1,25	313,806
125	612,74	1,125	1,225	844,432
100	777,7	1,1	1,2	1026,564
75	1497,17	1,075	1,175	1891,112
50	1180,61	1,05	1,15	1425,586
total	4621.02		total	6069,809

Nous avons trouvé un volume d'excavation qui est égale à **6069,80 m³**.

IX.7.3 Calcul du lit de sable

Nous devons calculer le volume du lit de sable qui est très important dans la pose canalisation et qui permet de protéger les conduites ,pour pouvoir déterminer le volume total de terrassement pour réaliser le projet, et on l'obtient comme suit :

$$V_s = e_s \times l \times L \quad (\text{IX-6})$$

Avec :

e_s : Hauteur du lit de sable qu'on la prend 0.1 m ;

L : Longueur de la conduite ;

l : Largeur de la tranchée.

Le tableau suivant représente le volume du lit de sable utilisé :

Tableau IX-3: Volume du lit de sable.

Diamètre D[mm]	Longueur de la conduite L [m]	Largeur de la tranchée l[m]	Hauteur du lit de sable[m]	Volume du lit de sable [m ³]
300	178,8	1,3	0,1	23,244
200	155,7	1,2	0,1	18,684
150	218,3	1,15	0,1	25,104
125	612,74	1,125	0,1	68,933
100	777,7	1,1	0,1	85,547
75	1497,17	1,075	0,1	160,945
50	1180,61	1,05	0,1	123,964
total	4621.02		total	506,422

Nous avons trouvé un volume du lit de sable égale à **506,422m³**.

IX.7.4 Calcul du remblai

Nous allons calculer le volume du remblai en utilisant la formule suivante :

$$V_r = V_e - [V_s + V_c] \quad (\text{IX-7})$$

Avec :

V_e : Volume d'excavation [m³] ;

V_s : Volume du lit de sable [m³] ;

V_c : Volume de la conduite [m³].

$$V_c = \frac{\pi \times D^2 \times L}{4} \quad (\text{IX-8})$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX-4: Volume du remblai.

Diamètre D[mm]	Longueur de la conduite L [m]	Largeur de la tranchée l[m]	Volume d'excavation [m ³]	Volume de décapage [m ³]	Volume du lit de sable [m ³]	Volume de la conduite [m ³]	Volume du remblai [m ³]
300	178,8	1,3	325,416	34,866	23,244	12,632	289,539
200	155,7	1,2	242,892	28,026	18,684	4,888	219,319
150	218,3	1,15	313,806	37,656	25,104	3,855	284,846
125	612,74	1,125	844,432	103,399	68,933	7,515	767,983
100	777,7	1,1	1026,564	128,320	85,547	6,104	934,912
75	1497,17	1,075	1891,112	241,418	160,945	6,610	1723,556
50	1180,61	1,05	1425,586	185,946	123,964	2,316	1299,305
total	4621.02		6069,809	759,633	506,422	43,925	5519,462

Nous avons trouvé un volume de remblai de **5519.462 m³**.

IX.7.5 Calcul du volume excédentaire

Pour trouver le volume excédentaire nous utilisons la formule suivante :

$$V_{ex} = V_f - V_r \quad (\text{IX-9})$$

Avec :

V_f : Volume du sol foisonné [m³] ;

V_r : Volume du remblai [m³] avec :

$$V_f = V_e \times k_f \quad (\text{IX-10})$$

Avec :

k_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol

Tableau IX-5: Volume excédentaire.

Volume d'excavation [m ³]	Volume foisonné [m ³]	Volume du remblai [m ³]	Volume excédentaire [m ³]
325,416	403,515	289,539	113,976
242,892	301,186	219,319	81,867
313,806	389,119	284,846	104,273
844,432	1047,096	767,983	279,112
1026,564	1272,939	934,912	338,027
1891,112	2344,979	1723,556	621,423
1425,586	1767,727	1299,305	468,421
6069,809	7526,564	5519,462	2007,102

Nous avons trouvé un volume excédentaire de **2007,102m³**

IX.7.6 Les volumes total de terrassements

Le tableau suivant récapitule tout les volumes calculés dans ce chapitre :

Tableau IX-6: *Tableau récapitulatif des volumes total de terrassements.*

Diamètre D[mm]	Longueur de la conduite L [m]	Volume d'excavation [m ³]	Volume de décapage [m ³]	Volume du lit de sable [m ³]	Volume du remblai [m ³]	Volume excédentaire [m ³]
300	178,8	325,416	34,866	23,244	289,539	113,976
200	155,7	242,892	28,026	18,684	219,319	81,867
150	218,3	313,806	37,656	25,104	284,846	104,273
125	612,74	844,432	103,399	68,933	767,983	279,112
100	777,7	1026,564	128,320	85,547	934,912	338,027
75	1497,17	1891,112	241,418	160,945	1723,556	621,423
50	1180,61	1425,586	185,946	123,964	1299,305	468,421
total	4621.02	6069,809	759,633	506,422	5519,462	2007,102

IX.8 Devis estimatif

Nous allons clôturer le chapitre avec un devis estimatif du projet d'alimentation en eau potable :

Tableau IX-7 : *Tableau récapitulatif du devis estimatif de terrassements.*

Types de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire[Da]	Montant [DA]
Décapage de la couche végétale/goudron	M ³	759,63	400	303853,545
Excavation	M ³	6069,8	700	4248866,996
Lit de sable	M ³	506,42	1000	506422,575
Conduite	ml	4621,02	700	3234714
Remblai	M ³	5519,462	1200	6623354,427
Volume excédentaire	M ³	2007,1	300	602130,7109
			Total [DA]	15519342,25
			TVA(17%)	2638288,183
			TTC	18157630,44

IX.9 Conclusion

Afin de bien veiller à ce que le chantier se déroule dans les meilleures conditions, il faut bien organiser le chantier pour obtenir un meilleur rendement, et ces se nous avons vu dans ce chapitre qui décrit les étapes d'organisation de chantier, et le calcul des volumes de travaux, ainsi que le devis estimatif du projet que nous avons trouvé un montant de 18157630,44 DA approximativement. .

Conclusion générale

L'objectif du mémoire était de dimensionner le système d'alimentation en eau potable de la commune de Benairia qui se situe à Chlef . Cet objectif a été basé sur les points suivants :

- D'abord, nous avons calculé les besoins en eau du chef lieu de Benairia ainsi qu'une partie des autres régions plus précisément Fellaguia. Nous avons trouvé un débit maximal journalier de 4890.15 m³/j pour le chef lieu de Benairia et 5106.24 m³/j pour le chef lieu et Fellaguia, ensuite nous avons utilisé ces résultats pour dimensionner ou vérifier les ouvrages de stockage et l'adduction.
- Pour les ouvrages de stockage, la commune de Benairia possède deux réservoirs existants en bon état destinés, à l'alimentation en eau potable, de capacité totale de 1500 m³, un réservoir de 1000 m³ destiné au chef lieu de Benairia et le deuxième de 500 m³ destiné à alimenter Fellaguia. Après calcul nous avons trouvé que les réservoirs existants sont largement suffisants pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon 2050 : donc un réservoir supplémentaire n'est pas nécessaire.
- Nous avons dimensionné le réseau de distribution de type maillé du chef lieu de Benairia, en utilisant le logiciel EPANET. Le réseau se compose de 6 mailles et 17 nœuds avec une longueur totale de 4620.7 m, le matériau utilisé est le PEHD de diamètre variant de 50 mm à 300 mm.
- Le dimensionnement de l'adduction en PEHD PN 10 de longueur 1601.95 m en refoulement est déterminé économiquement avec un diamètre de 315 mm.
- Pour éviter l'éclatement des conduites, un calcul de coup de bélier a été fait en déduisant un volume maximum de 1656.53 litres d'air, qui a été normalisé à 1500 litres d'air
- Le régime de fonctionnement de la station de pompage est de 20 heures.
- Les différentes étapes de pose de canalisation et des recommandations ont été également abordées .Afin d'obtenir un bon déroulement du chantier dans les meilleures conditions, l'étude de l'organisation de chantier a été abordée. un devis estimatif du projet a été également entamé.

Références bibliographiques

A. DUPONT(1974) :Hydraulique urbaine (Tome2 :ouvrages de transport élévation et distribution des eaux) ,Paris ,France.

H. AYADI (2009) : Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de SIDI AICH (W. BEJAIA) , mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique , ENSH ,Blida.

A. BERREKSI : manuel de cours d'hydraulique (Tome 3 :Hydraulique Urbaine). Université Abderrahmane Mira de Bejaia .

DIRECTION DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT DE MONTPELIER METROPOLE (2014): Guide technique de l'eau potable, prescriptions techniques pour la conception et réalisation des ouvrages d'eau ,France .

SYNDICAT DES TUBES ET RACCORDS EN POLYETHYLENE (2004) : .Réseaux polyéthylène conseil de pose, France.

A. AYADI, B. SALAH, M. MOUSSAOUI(2000): Outils de travail pour un branchement dans un réseau d'eau potable, colloque méditerranéen eau – environnement .

ANNEXE I

Tube PEHD eau potable (PN10)

Référence	Désignation	Diamètre Ext (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre Int (mm)	Q en l/s pour	V= 1 m/s
					V=0,5 m/s	
11 003 0161	Tube PEHD	16	/	/	/	/
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	27.2	0.29	0.58
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	34	0.45	0.91
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	42.6	0.71	1.43
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	53.6	1.13	2.26
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	63.8	1.60	3.20
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	79.2	2.46	4.93
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	96.8	3.68	7.36
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	110.2	4.77	9.54
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	141	7.81	15.61
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	176.2	12.19	24.38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	220.4	19.08	38.15
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	277.6	30.26	60.52
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	352.6	48.82	97.65
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	440.6	76.23	152.47
11 003 6301	Tube PEHD	630	51.2	527.6	109.31	218.62

Source : STPM CHIALI

ANNEXE II

: Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	5.0	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.0	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.6	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \text{gradient de perte de charge}$$

Extrait de l'ouvrage d'Alimentation en Eau Potable d'ABRAMOV Ed : 1982

ANNEXE III ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

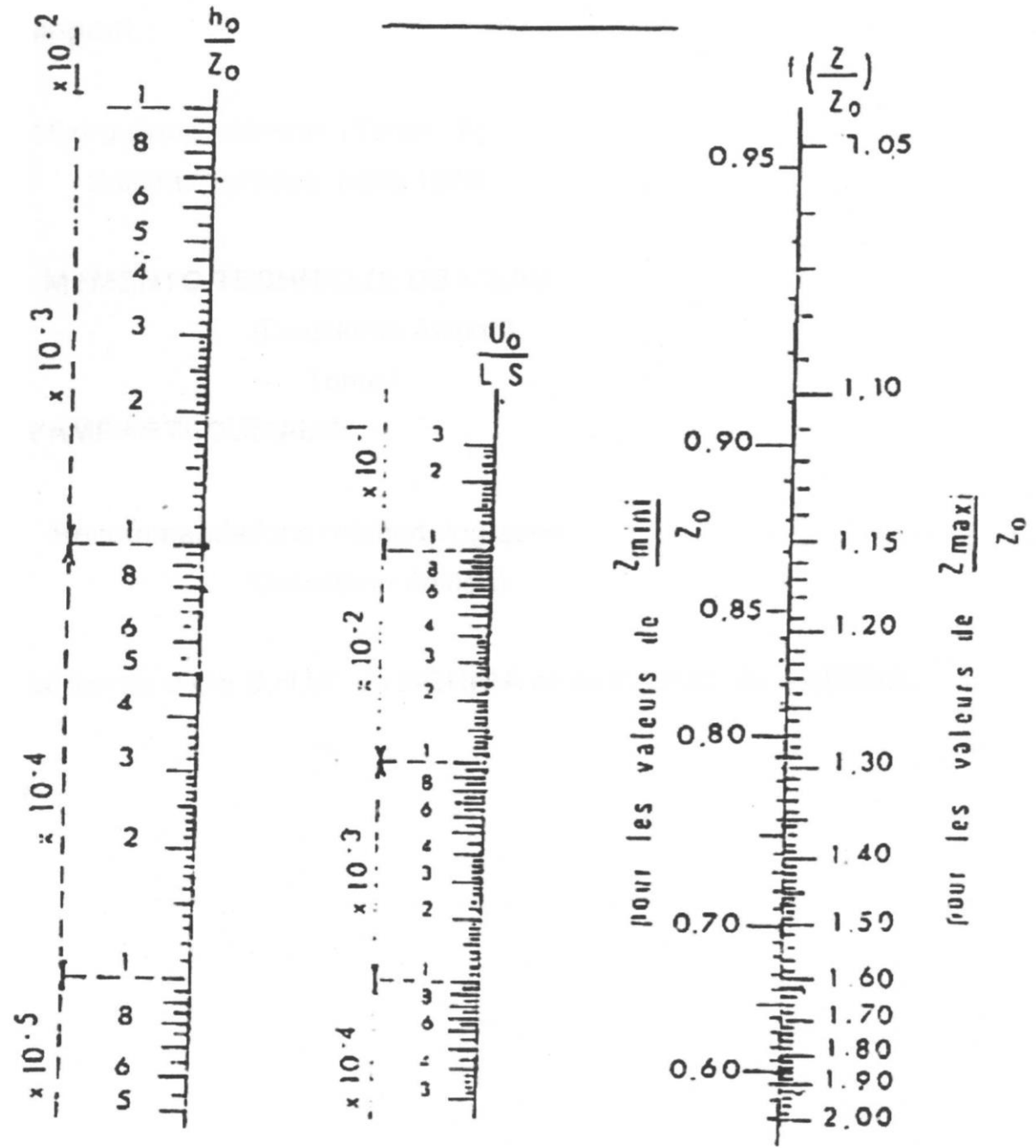
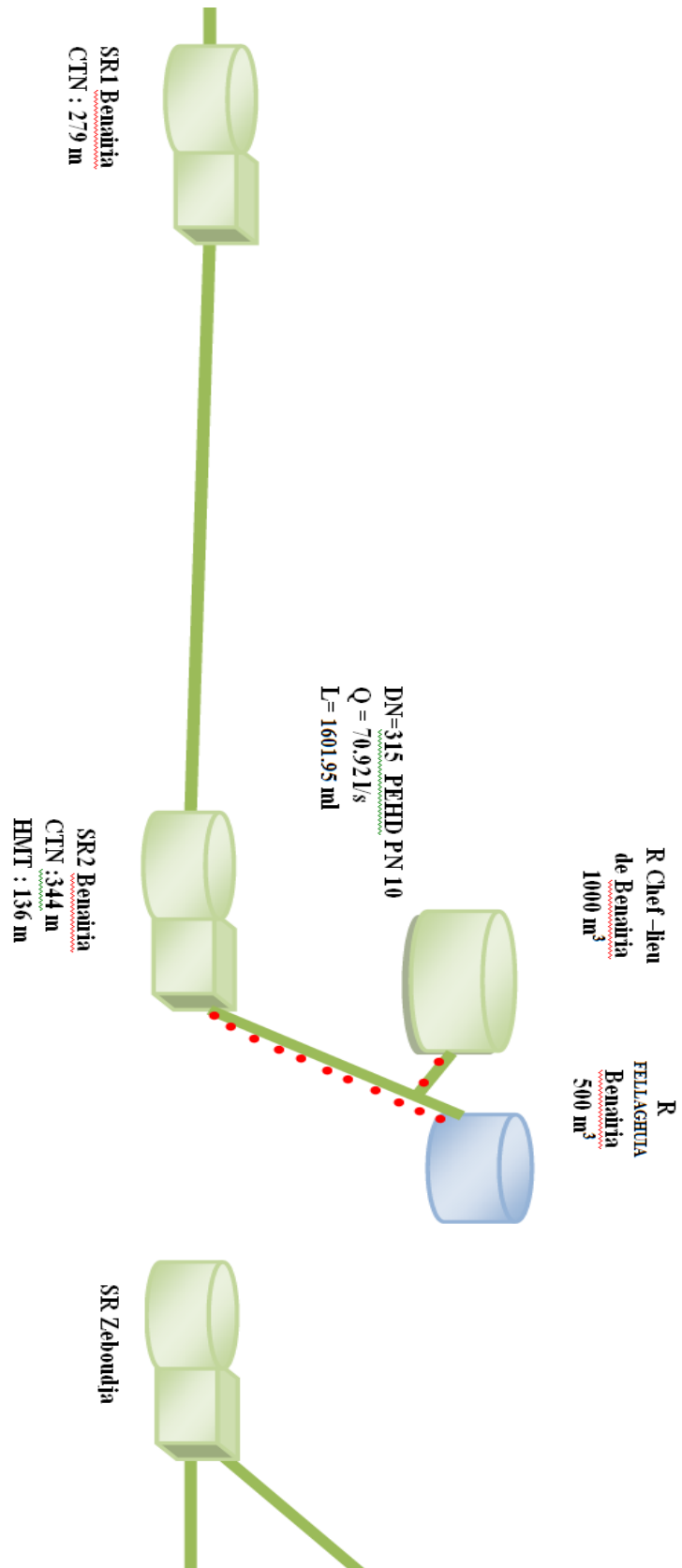


PLANCHE XXVII

ANNEXE IV

Schéma synoptique de l'adduction effectuée pour alimenter les deux réservoirs de Benairia



ANNEXE V



Modena - Italy

**COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001**

PM 125/ 2 D	
Caractéristiques requises	
Débit	70 l/s
Hauteur de refoulement	135 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

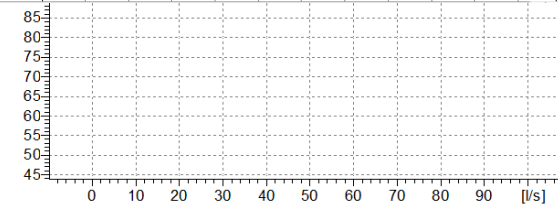
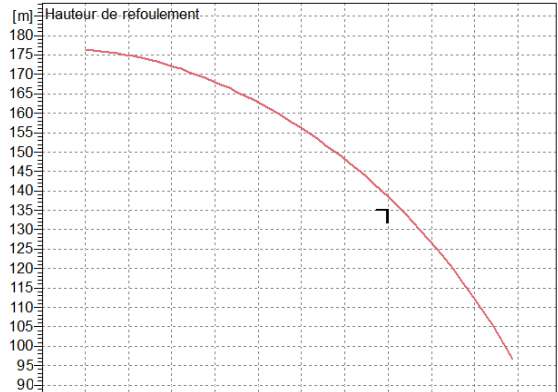
Caractéristiques de la pompe	
Débit	72,8 l/s
Hauteur de refoulement	135 m
Puissance absorbée	132 kW
Rendement	75,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	176 m
Orif. de refoulement	125 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	160 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	1410 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				
UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2198
- B = 1730
- C = 245
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 181
- F = 300
- G = 1130
- H = 481
- I = 760
- L = 710
- M = 22
- N = 160
- O = 50
- P = 475
- Q = 795
- R = 941
- V = 320

